


fundacion
instituto
de
mejoramiento
profesional
COLEGIO DE INGENIEROS
DE VENEZUELA

PREDIMENSIONAMIENTO
DE
EDIFICIOS

Por
MARIO PAPARONI M.

Caracas, julio de 1979




fundacion
instituto
de
mejoramiento
profesional
COLEGIO DE INGENIEROS
DE VENEZUELA

PREDIMENSIONAMIENTO DE EDIFICIOS

Por

Mario Paparoni M.

Caracas, Noviembre de 1978

RESUMEN

Se intenta establecer una metodología sistemática para el predimensionamiento de edificios altos, tomando en cuenta las fuerzas verticales y horizontales que influyen en el mismo.

Se propone un esquema general de resolución del problema, ilustrando los métodos que se pretenden aplicar.

Aplicando sistemáticamente el Análisis Dimensional, el - cual permite reducir el número de variables que deben conside - rarse en un problema, se presentan expresiones monomias que pue den utilizarse para los problemas de predimensionamiento por - cargas verticales y por cargas horizontales, basadas en crite - rios de resistencia, ductilidad y tipo de estructuración.

También son desarrolladas expresiones que establecen los límites prácticos de edificios cuando se ponen limitantes la esbeltez geométrica y la posibilidad de colocar las armaduras, tomando en cuenta las Fuerzas Horizontales que es posible absor ber.

Estas últimas expresiones se destinan sobre todo a los edi ficios construídos con pantallas (o paneles).

La parte teórica anterior ha sido complementada por un es tudio estadístico de proyectos estructurales realizados en Vene zuela y sirve tanto de base para justificar la adopción de algu nos parámetros utilizables en la parte anterior, como para po

ner de manifiesto los verdaderos resultados de los procedimientos de proyecto que consuetudinariamente se consideran como "exactos" o determinantes para cada caso. Se verá que sus resultados, estadísticamente hablando, no son tales.

Al final del trabajo se hacen algunos comentarios, basados también en el análisis dimensional, sobre la influencia de los soportes verticales (columnas) en los límites de altura.

Este trabajo no ha podido, de ningún modo, cubrir el tema completo del predimensionamiento. Es sólo un intento de introducir simplificaciones destinadas a evitar los errores que inevitablemente se deslizan en todo proceso complejo de decisiones.

Constituye también una metodología rápida para la revisión de proyectos estructurales.

Si el lector se convence, al final de la lectura del trabajo, que la Ingeniería Estructural no puede ser una disciplina Determinística y Mecanicista, sino Estratégica y Estadística, el autor se dará por satisfecho.

También, si los lectores Arquitectos pueden ser convencidos de que en el proceso de Síntesis de un Proyecto Edilicio el Ingeniero Estructural debe intervenir al principio, y no al final, significará que el trabajo logró su propósito más importante. Viceversa, los Ingenieros Estructurales podrán comprender por qué un Arquitecto necesita directrices generales estructurales, y no discusión de detalles locales, al iniciar su proceso de concepción de la obra.

LISTA DE VARIABLES UTILIZADAS EN ESTE TRABAJO

Mayúsculas Latinas (25)

A: Un Area (m^2)

A_c: Area de Concreto

A_s: Area de Acero

C : Corte Basal (T)

CB: Corte Basal (T)

E : Módulo de Young (T/m^2)

F : Una Fuerza Geométrica (T)

G : Peso unitario de un Edificio (Kg/m^3 o T/m^3)

H : Fuerza Horizontal Total (Viento o Sismo)

I : Momento de Inercia (m^4)

K : Una Constante

M_v: Momento de Volcamiento (Total)

M_a: Momento de Volcamiento absorbido por Fuerzas Axiales

M_c: Momento de Volcamiento absorbido por Momentos en las columnas (Que generan cortantes sobre éstas)

M_D: Momento de Volcamiento Dinámico (De un Análisis Dinámico)

M_E: Momento de Volcamiento Estático (De un Código)

N : Una fuerza vertical (Sobre un Soporte), o Resultante de un diagrama de tensiones (σ)

P : Fuerza axial en una Pantalla, asociada a un momento M

R : Reacción en un apoyo

T : Un período (Segundos), Toneladas

VD: Corte Basal Dinámico (De un análisis Dinámico)

VE: Corte Basal Estático (De un Código)

$X, \hat{X}$: Factor adimensional de Estructuración (Dirección x)

$Y, \hat{Y}$: Factor adimensional de Estructuración (Dirección y)

Minúsculas Latinas (24)

a: longitud
b: base
c: longitud, un canto
d: canto
e: una excentricidad
f'_c: Resistencia de un Concreto (Característica)
f_y: Tensión de cedencia de un acero
f_c: Tensión de Trabajo de una columna (Referida a su Area Bruta)
h : Altura total de un edificio
h_T: Altura sobre el suelo de la Resultante Total de las Fuerzas Horizontales (H)
h': porción de h_T correspondiente a M_c
h": porción de h_T correspondiente a M_a
l : Una luz genérica
m : momento característico (adimensional)
n : Parámetro de Cauchy
p : una presión, un porcentaje
q : una carga distribuída
r : un radio
t : un canto
v : un vano, una tensión cortante de referencia
v_u: tensión cortante de falla
w : una carga distribuída (Kg/m; T/m) en una longitud
x : coordenada
y : coordenada

Minúsculas griegas (8)

α	:	Porcentaje de Area Portante (Area de Columnas o Soportes entre Area de Ubicación)
γ	:	Peso unitario de un Material
ϕ	:	Factor de Minoración de Resistencias, Factor de Cargas Axiales
σ	:	Tensión
η	:	variable adimensional (posición)
τ	:	Tensión Cortante Media
ω	:	Una anchura característica
ψ	:	Un número Puro

En este trabajo no ha sido posible utilizar una notación, totalmente sistemática. Se ha preferido mantener las nomenclaturas más utilizadas en los textos de uso corriente, o comprensibles por los grupos normalmente interesados en este tipo de problemas.

I N D I C E

1) METODOLOGIA GENERAL

PROPOSITO

ALCANCE

VARIABLES

METODO PROPUESTO

METODOLOGIA GENERAL DE PREDIMENSIONAMIENTO PARA EDIFICIOS

La metodología que se utilizará en este trabajo difiere de las tradicionales fundamentalmente en el método de ataque del problema.

En lugar de tratar de predimensionar la estructura de un edificio basándonos en el comportamiento de la pieza o sección más solicitada, lo cual contituye un proceso de análisis, trataremos de resolver el problema a través de la búsqueda de atributos estructurales que posean la siguientes propiedades.

i) Que describan una característica relacionable con una determinada estructuración o con un cierto proceso contructivo, ambos identificables, debiendo presentar una mínima variación en sus valores. Se busca que sean variables aleatorias con mínima dispersión. A las variables que describan estos atributos las denominaremos en adelante como "descriptivas".

ii) Que puedan servir para tomar decisiones estructurales, o en otras palabras, que sean variables de tipo estratégico. Estos atributos serán identificados en base a dos características deseables: a) que sean pocos y de expresión simple y b) que influyan en el problema considerado en forma tal que permitan tratar las demás variables a través de factores arbitrables.
Para no entrar en grandes detalles de tipo teórico, nos limitaremos afirmar que las variables del primer tipo han de ser del tipo intensivo, con dimensiones definidas. mientras que las segundas resultarán ser parámetros adimensionales, a causa de la naturaleza misma que queremos que posean

Al realizar la selección de las variables descriptivas, o sea las del tipo i) se nos abren tres caminos:

a) El estudio de una casuística real de proyectos
b) El análisis crítico de los dominios de variación posibles de las variables estructurales ordinarias de la práctica

c) La búsqueda de combinaciones adimensionales entre variables.

Todo esto constituye, simplemente, un proceso de condensación de informaciones.

A continuación daremos un listado de los atributos de una estructura que analizaremos en este trabajo en base a la metodología anteriormente mencionada.

TIPOS de VARIABLES:

GEOMETRICAS:	(Dimensión: Longitud)
ESTATICAS:	(Dimensiones: Longitud y Fuerza)
MECANICAS:	(Dimensiones: Longitud, Fuerza y Tiempo)
ESTRUCTURALES:	(Relaciones Adimensionales)

Las primeras, obviamente, son las que todos utilizamos en nuestros planos y descripciones usuales de estructuras, con ellas sólo es necesario realizar un proceso de selección para escoger aquellas que maximicen la información que se desea obtener.
Las segundas están íntimamente ligadas a las propiedades resistentes de los materiales de construcción.
Las terceras describen propiedades de tipo general como Densidad y Rigidez, ligadas íntimamente a la descripción de problemas dinámicos relacionados con la repuesta de las estructuras a los sismos o al viento.

Para facilitar la comprensión de los capítulos siguientes de este trabajo, daremos inicialmente un listado de las variables, las cuales aparecerán posteriormente solas o combinadas en variables compuestas.

I) Variables GEOMETRICAS:

1) Altura del Edificio
2) Area de Ubicación

3) Relaciones altura/anchura
4) Relaciones altura/longitud
5) Superficies laterales del Edificio
6) Area portante total del Edificio, para cargas verticales
7) Areas portantes laterales del Edificio, para fuerzas horizontales
8) Areas portantes de las fundaciones directas
9) Areas portantes de los pilotes
10) Momentos de Inercia del Area de Ubicación
11) Momentos de Inercia de las áreas de fundaciones directas
12) Momentos de Inercia de las áreas de los Pilotes
13) Radios de giro de las áreas Portantes
14) Radios de giro de las fundaciones
15) Excentricades límites para definir el Núcleo del área Portante

II) Variables ESTATICAS:

1) Peso unitario del Edificio (Toneladas/m^3)
2) Presión media aplicada al Area de Ubicación
3) Presión (o tensión) media aplicada al Area Portante
4) Tensión cortante media aplicada al Area Portante
5) Presión media aplicada al Area de los pilotes
6) Tensión cortante media aplicada al Area de los pilotes
7) Peso total del Edificio
8) Corte Basal de Origen Sísmico
9) Corte Basal debido al Viento
10) Momentos de Volcamiento globales

11) Resistencia vertical del Edificio
12) Tensión media de Trabajo Admisible para carga vertical.
13) Tensión media de Trabajo Admisible para Cortantes Horizontales
14) Resistencia Media del Suelo.

III) Variables MECANICAS DEL EDIFICIO

1) Frecuencias (o Períodos) Propios
2) Rigidez Lateral
3) Módulo de Elasticidad Global del Edificio

$$\left(\frac{\text{Peso x Altura}}{\text{Area Global x E}}\right) = \delta \quad \text{(Buscamos E)}$$

4) Rigidez Rotacional

IV) Variables ESTRUCTURALES

1) Porcentajes de Area Portante Vertical
2) Porcentajes de Area Portante Laterales
3) Relación Posición de la Fuerza Horizontal Resultante respecto a la Altura
4) Relación de Posición de la Resultante de las Reacciones Verticales de las columnas respecto a los lados del Edificio.
5) Coeficientes de Predimensionamiento a carga Vertical
6) Coeficientes de Predimensionamiento a cargas Laterales
7) Factores de "Dureza" del Edificio (carga Verticales)
8) Factores de "Dureza" del Edificio (cargas Horizontales)

Dejando para capitulos posteriores las consideraciones que se aplicarán a la selección y acotamiento de las variables antes listadas, nos detendremos en la expresión de algunas cosideraciones que definirán las características básicas de la metodología que seguiremos.
Ellas son los siguientes:

1) Trataremos a los edificios como entes globales simples, sujetos a fuerzas externas singulares, y reacciones definibles también del mismo modo. En otras palabras, trataremos de analizarlos como se hace con los miembros estructurales que se utilizan en la "Resistencia de Materiales" clásica, o sea cuerpos continuos no discretizados.
2) Del conjunto de informaciones que nos suministran las disciplinas englobadas dentro del término "Análisis Estructural ", trataremos de extraer Parámetros simples que nos permitan clasificar o comprender los distintos comportamientos.
3) Toda la conducta global de una estructura puede ser entendida con facilidad si adoptamos el concepto de "Factores de Amplificación" (Reglas de la Palanca Generalizadas).

Por ser la parte más facil de entender, vamos a comenzar con el comportamiento a Cargas Verticales.

Un edificio puede ser visto como un simple volumen prismático, constituido por un material continuo, que posee un determinado peso unitario. Dentro de este peso unitario podemos también unicorporar las sobrecargas de cálculo, dividiéndolas simplemente por la distancia entre pisos.

Resulta entonces muy fácil calcular la presión media ejercida sobre el suelo como el producto peso unitario x altura ($p=\gamma h$), tal como si se tratase de una columna líquida.

Veamos como puede transformarse esta presión media en otros parámetros más tradicionales.

a) Tensiones de trabajo de las columnas: si nos olvidamos de las diferencias individuales y adoptamos un valor de la tensión de trabajo media de las columnas (o soportes) de un edificio, ésta es igual a la presión media del suelo multiplicada por la relación Area de Ubicación/Area Portante, poniendo así de manifiesto un hecho que, aunque sea prácticamente obvio se olvida.

b) Presiones generadas bajo las fundaciones directas: Si la fundación directa del edificio ocupase la totalidad del área de ubicación, la presión media inicialmente encontrada coincidiría con la presión de trabajo del suelo.

Si la resistencia específica del suelo es inferior a ese valor, la fundación directa debe ocupar un área mayor que la de ubicación. Si la supera, obviamente el área de éstas se reduce.

Aunque estemos acostumbrados a calcular las cargas soportadas por los pilotes como valores individuales, es también posible medir la capacidad de carga de una fundación indirecta simplemente a través del cociente entre la suma de todas las cargas soportables y el área total utilizada para la fundación.

Queda también claro un axioma que muchas veces no se aplica por diversidad de pensamiento entre la ingeniería estructural y la ingeniería de fundaciones. Este axioma es el siguiente:

"El área portante suministrada por pilotes u otro tipo de fundaciones indirectas debe ser por lo menos igual al área portante de las columnas del edificio".

El no cumplimiento de esta regla implica la aceptación de un coeficiente medio de trabajo para el concreto de los pilotes superior al admitido para las

columnas.

(Obviamente, esta regla implica iguales materiales para la estructura y la fundación. No puede generalizarse a sistemas estructura-pilotes de diferentes ma materiales, acero y concreto, p. ejemplo).

d) Los conceptos anteriores, aplicados a cargas y presiones verticales, deben ser revisados cuando tomemos en consideración las cargas horizontales.

Las cargas horizontales que se consideran en el diseño de edificios ordinarios son siempre una fracción, menor que la unidad, de la totalidad de las cargas verticales lo cual ha hecho que, en la mayoría de los casos, estas cargas ni siquiera se tomen en cuenta en el prediseño de columnas, pilotes y fundaciones.

Hay 3 características que deben tomarse en cuenta para los casos en los cuales la regla de ignorar los efectos no puede aplicarse.

La primera es que así como las cargas horizontales son una fracción de las cargas verticales, también las resistencias a efectos horizontales son a su vez una fracción de las resistencias a cargas verticales.
La segunda es que, a diferencia del caso de las cargas verticales, sólo una parte del área portante puede ser efectiva para acciones en una determinada dirección. Las estructuras totalmente aporticadas, en general, contribuyen con toda el área portante a resistir las cortantes provenientes de más de una dirección. Las estructuras apantalladas, en cambio, presentan en el mejor de los casos, una distribución de áreas portantes resistentes al corte en la proporción 50% y 50%. En muchos casos, especialmente en edificios alargados con pocos sistemas de pantallas longitudinales y muchos sistemas de pantallas transversales,

esta proporción puede llegar p. ej. a 90% en una - dirección vs. 10% en la otra.

Más adelante demostraremos cómo este criterio es el determinante, y no el de carga vertical, cuando se predimensiona una estructura de tipo apantallado. La tercera característica, propia de estructuras de tipo mixto, es la distribución de los valores - extremos de las cargas verticales. El caso típico está constituído por los edificios de tipo mixto - Pórticos-Pantallas o Pórticos-Núcleos en donde las pantallas o los núcleos toman la gran totalidad del cortante. Hasta ha llegado a olvidarse que el nombre tradicional de las pantallas (Paredes de Corte) proviene de esta circunstancia.

Aún sin entrar en grandes detalles, las consideraciones anteriores ya nos permiten inferir que la medida más general de la seguridad estructural de un edificio es su relación Area Portante/Area de Ubicación.

Como veremos más adelante, este parámetro varía, en edificios normales, según una relación de 1 a 10 entre los mínimos típicos y los máximos típicos, para un mismo nivel de Resistencia Total Necesaria.

La resistencia unitaria de los concretos o de los aceros varían, cuando más, en la relación 2 a 1 y los pesos unitarios según la relación 1 a 1.5.

La variabilidad de los atributos de tipo estratégico (Tipo de estructura, influencia de la posición de su soporte, tipo de continuidad, relaciones de armado), como veremos más adelante, muy difícilmente supera la relación 2 a 1, entre los casos extremos y medio.

En otro capítulo de este trabajo englobaremos este parámetro, característico de cada edificio que se considere, junto con otros de tipo geométricos o mecánico para encontrar el parámetro adimensional fundamental del prediseño de un edificio (El Número de CAUCHY, en términos de Análisis Dimensional).

En vista de las consideraciones anteriores, y de otras semejantes, especial dirigido por el autor de este trabajo (ver Ref. 11) se realizó un estudio estadístico con una muestra de edificios, formada por un número de entre 50 y 100 individuos, en la cual se estudió la relación entre la Altura de un Edificio y su Area Portante. Relación que, obviamente, debe ser monótonamente creciente para un mismo tipo de estructura y materiales.

2) PREDIMENSIONAMIENTO
ILUSTRACION GENERAL

PREDIMENSIONAMIENTO DE EDIFICIOS

La Mecánica Racional
La Resistencia de Materiales
El Análisis Estructural

son, como lo dice el título de la última de éllas, materias ANALITICAS.

ANALISIS significa descomponer un **sistema complejo en una serie de elementos simples, cada uno de ellos analizable** por separado en forma **rutinizable**, para buscar la **solución más cierta** posible de un problema.

En las ciencias físicas no interesa que una solución sea CIERTA, es más importante que sea UTIL (Ejemplo: la Teoría PTOLOMEICA del sistema solar comparada con la de COPERNICO) — (los Arquitectos calculan la insolación de ambientes por Ptolomeo y los habitantes de una ciudad todavía hablan de donde "sale" y donde se "pone" el sol. — Nuestros calendarios no cambiaron al descubrir que una Teoría era más "cierta" que la otra.

Es también característico de las religiones o de las ciencias que valen la pena el que tengan herejes y herejías, de lo contrario significa que no interesan a nadie.

Vamos a probar con ustedes la introducción de algunas pequeñas herejías en el cálculo de estructuras para convencerlos de que es una disciplina que vale la pena y no un pesado ladrillo que hay que colocar en algún lugar del edificio de la carrera.

La herejía va a consistir en querer ver a un edificio (estructura), desde un punto de vista contrario al ANALITICO, es lo que algunos llaman SINTESIS, para no confundirlo con otra cosa distinta que otros llaman el ARTE de la ADIVINANZA EDUCADA., o a veces, INTUICION ESTRUC..

TURAL, otros, en fin, atribuyen a otros órganos distintos del cerebro las capacidades analíticas o sintéticas.

Para hacerlo de alguna forma sistemática, vamos a aceptar que los materiales de la que está hecho un edificio responden solo a dos reglas de la física de primaria: EL PRINCIPIO de los VASOS COMUNICANTES (que cuando estamos más viejos llamamos PRINCIPIO DE PASCAL) y otros principios, que aunque no llamamos de ARQUIMEDES, fueron enumerados por él y nos fueron encajados por nuestros maestros de Primaria, o sea lo que llamábamos REGLAS DE LA PALANCA (1° 2° y 3° género).

Abandonemos entonces por el momento nuestro ropaje de estructuristas y veamos que pasa si miramos un edificio desde estos puntos de vista.

Aplicar la regla de los vasos comunicantes significa considerar al edificio como un líquido encerrado por un envoltorio ideal cuyas superficies internas son las superficies visibles del edificio, supondremos además que el edificio está vacío. Pero, ¡cuidado! , si hacemos ésto (dibujar en un pizarrón) llegaremos a una conclusión muy curiosa: no importa cómo proporcionemos las columnas del edificio o cuanto modifiquemos las dimensiones de las losas o vigas la presión medida en un plano horizontal dado, que en las estructuras nos hemos acostumbrado a llamar tensión o esfuerzo normal (aunque dimensionalmente sean casi la misma cosa) sólo depende de la altura y de la densidad del material de soporte (Hemos supuesto dado el contenido) ¿Qué pasa? — Estamos considerando una clase muy especial de palanca (llamémosla de género nulo) que tiene la peculiaridad de <u>no poder</u> <u>multiplicar</u> las presiones en algunos puntos, sino que las iguala en toda la superficie de apoyo.

Tratemos de predimensionar un edificio que trabaje según este hipotético esquema. Si el peso unitario del concreto (p. ej.) es de 2500 Kg/m^3 (2,5 Kg/dm^3 =.0,0025 Kg/cm^3) sería muy fácil calcular la pre-

sión en función de la altura.

Si tomamos en cuenta, también, que según este esquema de pensamiento el suelo recibirá también esa presión en forma uniforme, nos encontramos con algo muy curioso: si la presión admisible sobre el suelo es de, digamos, $1\ Kg/cm^2 = 10000\ Kg/m^2$, el edificio no podría pasar de los 4 metros ! pues si $p = h$ $1 = 0.0025\ h$ ∴ $h = \frac{1}{0.0025} = 400\ cm = \frac{10000\ Kg/m^3}{2500\ Kg/m^3} = 4\ m.$

¿Dónde está el absurdo?

En que con la hipótesis de un envoltorio rígido que encierra al líquido, el hecho de que la mayor parte del edificio lo que contiene es aire no se ha tomado en cuenta; y lo que estamos suponiendo es un monolito de concreto (los vacíos del interior del edificio "flotan").

¿En cuánto influyen los vacíos de un edificio para permitir su incremento en altura?.

Supongamos ahora un edificio vacío y admitamos que $1000\ Kg/m^2$ representan el efecto combinado del peso propio y de los elementos estructurales (Hipótesis pesimista).

Si suponemos un entrepiso de 2.50 m; resulta un peso unitario (incluyendo la sobrecarga) de $1000/2.5 = 400\ Kg/m^3$, o sea $2500/400 = 6.25$ veces menor que en el caso del monolito (o del edificio líquido).

En este caso, la altura máxima con el supuesto suelo que resiste $1\ Kg/cm^2$ sería de $6.25 \times 4\ m = 25m$(10 pisos).

Sin darnos cuenta, hemos postulado ya la primera regla de PREDIMENSIONAMIENTO que buscábamos.

En el supuesto de contar con una fundación directa cuya área fuese igual a la de la planta del edificio, el límite de altura (para carga vertical) se puede encontrar fácilmente, basta dividir el peso unitario del edificio entre la resistencia del suelo, tomando por supuesto unidades coherentes..

Es por tanto lógico ver que lo que permite lograr alturas mayores es lo siguiente:a) la relación área de ubicación/área de la parcela suele ser menor que uno (Aparece por tanto como factor de incremento de h) (la fundación puede tener un área mayor que el edificio).

b) Si ponemos pilotes, en realidad lo que hacemos es principalmente utilizar también el terreno del vecino enviándole parte de nuestra carga por el subsuelo. Es increíble cuántas veces se olvida esta perogrullada.

c) Los pilotes llevan la carga hacia estratos más resistentes, situados por debajo de la superficie del terreno.

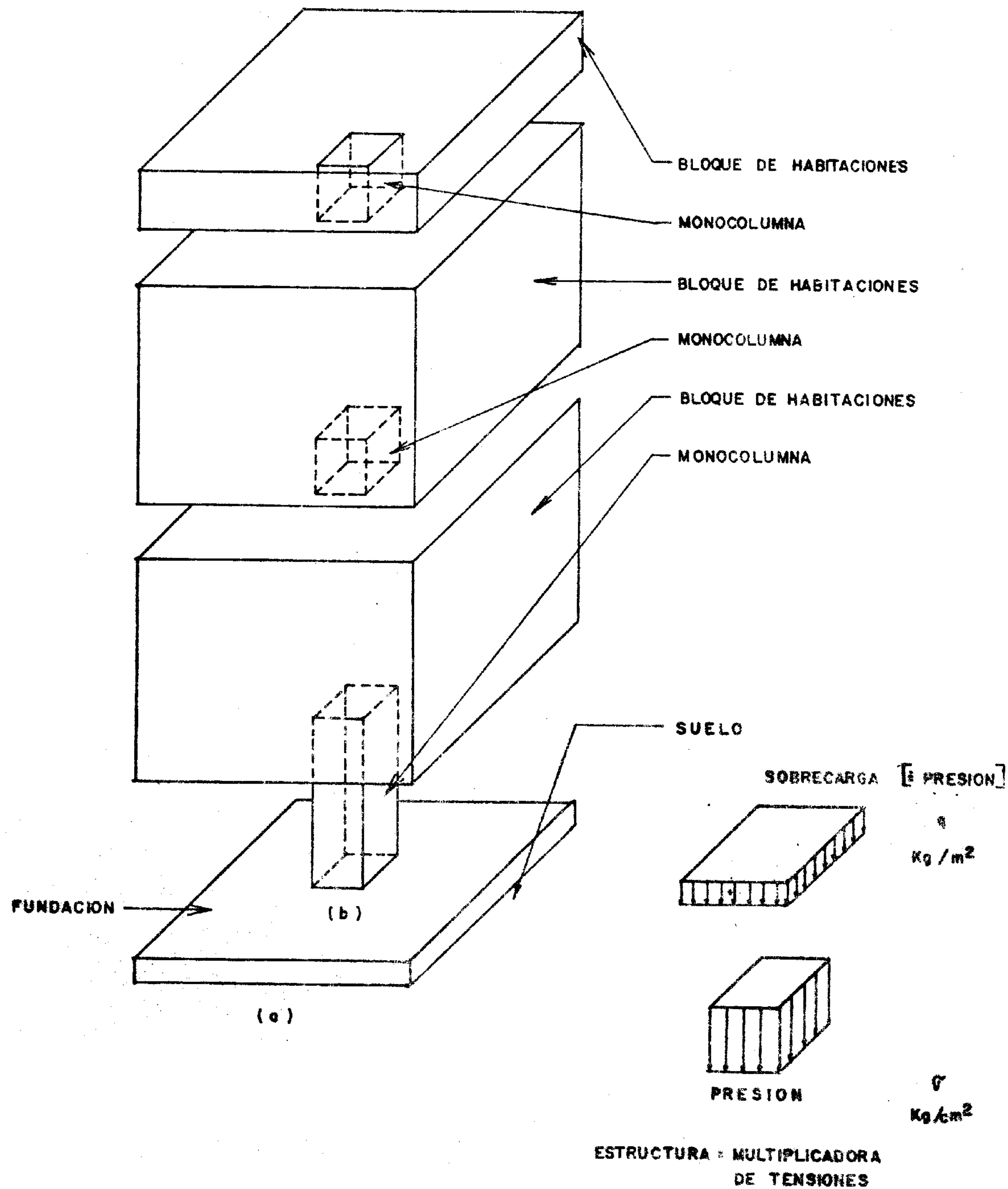
Si dejamos de lado el suelo y volvemos hacia la estructura, vale la pena plantearse un esquema de pensamiento que puede parecer extraño, pero es cierto.

"Una estructura no es más que una máquina de Multiplicar".

Los procedimientos usuales de cálculo, (analíticos) descomponen las cargas y los caminos de las fuerzas, pero si analizamos con cuidado los resultados de cualquier cálculo estructural, veremos que todo el propósito de estos cálculos es buscar el valor de ciertos factores que indican en cuanto se incrementan las presiones locales que producen las cargas globales.

La costumbre de utilizar unidades diferentes Kg/cm^2 para las tensiones en los miembros y Kg/m^2 para las sobrecargas (vivas o equi

valentes a un peso propio) nos hizo perder de vista ese hecho elemental. Supongamos una estructura muy sencilla



en el caso (a) sobrecarga eq. $= \frac{\text{Peso del Bloque}}{\text{Área del Piso}}$ (Una presión)

en el caso (b) presión $= \frac{\text{Peso del Bloque}}{\text{Área de la columna}}$ (Otra presión) > (a)

Obsérvese que, si la carga es centrada, como hemos dicho, el factor de multiplicación vale simplemente: $\frac{\text{Área del piso}}{\text{Área portante}}$ = 1/Porcentaje de Área Portante (Su inverso).

¿Cuánto Vale?

Los egipcios utilizaban valores del orden del 40%
Los Romanos utilizaban valores del orden del 20%

Los Edificios muy altos modernos utilizan 8 a 10%
Una modesta estructura puede tener 1%.

OBSERVESE lo siguiente: el inverso del % del Area Portante es el FACTOR DE MULTIPLICACION de las TENSIONES, para la "columna promedio".

Para <u>cada tipo de sobrecarga</u> y <u>cada</u> material existirá un valor límite de este factor.

RECUERDESE QUE HABLAMOS DE CARGAS CENTRADAS, sin Momentos, los cuales aparecen al tener que desplazar los caminos de las cargas relativamente a las secciones que las han de soportar.

Vamos a dar valor numérico a ese factor.

Supongamos un % de área portante del 5% Factor multiplicador:

$\frac{1}{5\%} = 20.$

Supongamos una tensión (esfuerzo) admisible en el concreto de 100 Kg/cm² y en el acero 900 Kg/cm².

Si la sobrecarga por peso (medida esta vez como presión vertical uniformemente repartida, incluyendo el peso propio como sobrecarga equivalente),es de 1000 Kg/m² = 0.1 Kg/cm² con un área portante del 5% (factor 20), esta presión sube a 20 x 0.1 = 2 Kg/cm² . Si disponemos de 100 Kg/cm², podríamos llegar a 100/2: 50 pisos.

PODRIA llegarse a una fórmula de este tipo:

$$\% \text{ Area Portante} = \frac{\text{número de pisos x sobrecarga total (en Kg/cm}^2\text{)}}{\text{Tensión de Predimensionamiento (Kg/cm}^2\text{)}} \times 100$$

Esta fórmula es correcta para el caso OPTIMO, o sea para una carga centrada sobre una columna también centrada.

Para propósitos de predimensionamiento generalizado es necesario introducir un factor de multiplicación en el segundo término, tal que represente la disminución de la capacidad de carga vertical debida a los momentos que reciben las columnas.

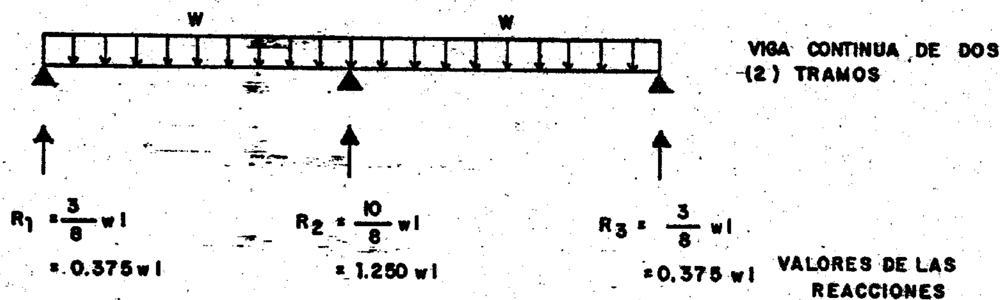
Un exámen estadístico de una variedad de casos normales permitiría cuantificar este valor, pues no es fácil comprenderla variedad de casos posibles que resultan de las distintas combinaciones de Cargas Axiales y Momentos.

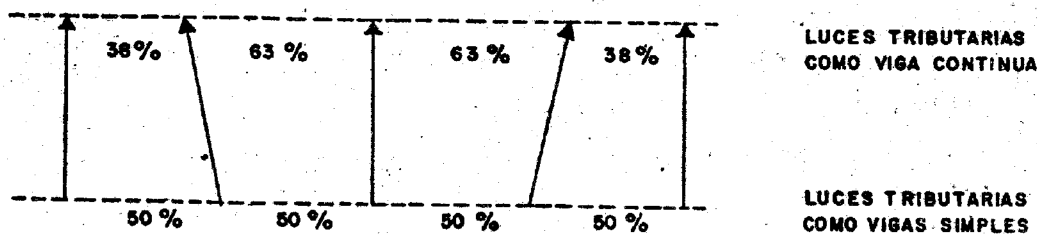
Usualmente ese factor, en el concreto armado, se "compensa" con el acero, puesto que éste permite aumentar la capacidad resistente a flexión de una sección sin cambiarle sus dimensiones !! No ocurre lo mismo con el acero.

Un calculista <u>experimentado</u> ha hecho esta estadística sin dar se cuenta y la aplica, aunque no a través de una forma tan sencilla como la que aquí aparece.

Hay otros"factores de amplificación" que se pueden introducir dentro de este concepto sencillo. Uno de ellos puede atribuírse a la acción estructural bajo cargas verticales.

Ejemplo sencillo:





50 % wl	100 % wl	50 % wl	← REACCIONES COMO VIGA SIMPLE
38 % wl	125 % wl	38 % wl	← REACCIONES COMO VIGA CONTINUA
0.75	1.25	0.75	← FACTORES DE AMPLIFICACION

El ejemplo anterior se puede extender a otros casos, como vigas con varios tramos, vigas que forman parte de pórticos, combinación de losas y vigas, etc.

El caso planteado es uno de los más desfavorables que aparecen en la práctica.

Estos factores debidos a la acción estructural (acción de palanca) se pueden considerar como de "corrección" para las áreas tributarias. (Puede verse que yerran un máximo de 25%).

Existen también factores de amplificación para la resistencia de las columnas (influencia del acero), es fácil estimar un máximo, pues el porcentaje "mecánico" de las columnas y vigas de concreto no es sino eso, el % de resistencia adicional.

Ejemplo: Acero: 4000 Kgs/cm^2 (f_y)

Concreto: 300 Kgs/cm^2 (f'_c)

Factor de tensiones: $\frac{f_y}{f'_c} = \frac{4000}{300} = 13$ (llamado m por el A.C.I.)

Factor geométrico: porcentaje de Armadura = $\frac{A_s}{A_c}$

tendremos:

Factor de tensiones x factor geométrico = factor de incremento de la resistencia.

Si admitimos para m el valor anterior, 13 y si suponemos como máximo razonable P = 4% tenemos:

$$4\% \times 13 = 52\%$$

Este es el incremento de capacidad de la columna para carga axial sola.

Redondeando: FACTOR : 1.5 (Aumento de la resistencia axial de una columna, si la armamos - al máximo).

Esta línea de pensamiento se puede extender a otros tipos de estructuras y ayudar así a un rápido predimensionamiento vertical.

REGLA BASICA: el factor de amplificación (Particular) es igual al cociente entre el área tributaria y el área portante del miembro vertical que se considere. Este factor amplifica la presión que recibe el piso de la estructura para convertirla en la presión que recibe la columna (miembro vertical).

Nótese que existe siempre un "área tributaria cierta" que podemos evaluar con muy buena aproximación. La regla es rigurosamente correcta para los casos de cargas uniformemente distribuídas. (LAS CARGAS concentradas son una FICCION de cálculo, pues no existen físicamente). Las áreas de las columnas son las particulares de cada una.

Dimensionamiento para cargas laterales

a) Viento
b) Sismo

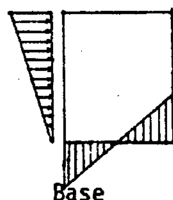
Todos los casos de carga lateral, por complicados que sean, se pueden simular con un esquema muy simple, cuando consideramos la estructura como un todo y no como un conjunto de partes.

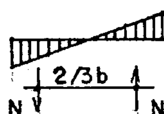
REACCIONES

EDIFICIOS REGULARES

EDIFICIO "DURO"

Ø TIENDE HACIA 0.75 EN ESTE CASO





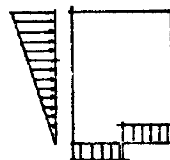
La resultantes distan entre sí entre sí desde 1/2 b 2/3 b

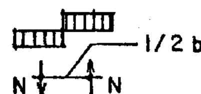
Por axiales Puras se puede absorber sólo hasta un 75% del momento de volcamiento sólamente.

EDIFICIO "BLANDO"

Ø TIENDE HACIA CERO EN ESTE CASO.

PUEDE ACEPTARSE $Ø_{mínimo}$ = 0.25





AXIAL TOTAL MAXIMA = Fuerza Sísmica x |2/3 ↕ 1/2| altura del edificio = Reacción x |2/3 ↕ 1/2| x base x Ø

CASO PEOR ; Reacción "total": $\frac{\text{Fuerza Sísmica x 1.5 altura edificio}}{\text{2/3 x base}}$ x Ø =

N = {CARGA TOTAL SISMICA SOBRE LAS COLUMNAS} = Fuerza Sísmica x ESBELTEZ x Ø 0,75 ↔ Ø 0,25 (GAMA PRACTICA)

La Reacción "Total" se reparte entre el número de columnas y se multiplica por un FACTOR DE AMPLIFICACION p. ej.: 2 (Edificio DURO) 1 (EDIFICIO BLANDO)

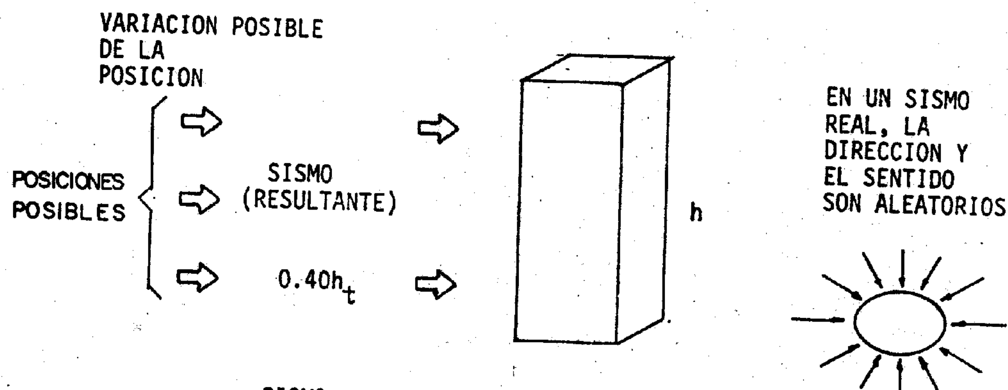
ESTE FACTOR INDICA LAS MAYORES AXIALES QUE SUFREN LAS COLUMNAS EXTERIORES: VALOR PROMEDIO X FACTOR DE AMPLIFICACION

H = Fuerza Sísmica = Fracción del peso del edificio (7% ↔ 15%)

H = Viento = Area del edificio x presión del viento

$$H = \frac{PV^2}{2} \times C_f$$

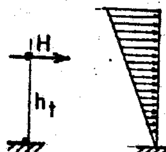
ACCIONES



SISMO:

DISTRIBUCION
TRIANGULAR

$h_t = 2/3\ h$

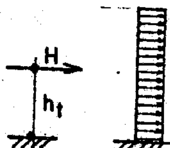


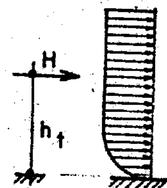
VIENTO

APROXIMADAMENTE 0.60 h

DISTRIBUCION
RECTANGULAR

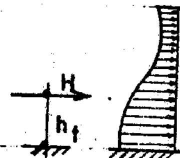
$h_t = 1/2\ h$





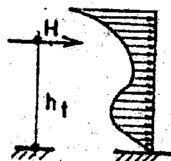
EDIFICIO
MUY DENSO
EN LA ZONA
INFERIOR

$h_t < 1/2\ h$



EDIFICIO
CON
APENDICES
EN SU
PARTE
SUPERIOR

$h_t > 2/3\ h$



Estos factores permiten predimensionar un edificio, sabiendo sólo la regla de 3 y la regla de la palanca.

Como valores típicos , sólo es necesario recordar;

m^2	de	AREA TRIBUTARIA	(ADIVINOESTIMACION)
m^2	de	AREA PORTANTE	(MEDICION O DECISION)
20 ÷ 40		FACTOR DE AMPLIFICACION	(COCIENTE DE AREAS)
2 ⟷		FA TOR DE POSICION	(COLUMNA EXTERNA O INTERNA)
1,25		FACTOR DE REACCION (O ACCION ESTRUCTURAL)	(VIGA CONTINUA P.EJEMPLO)
1. ⟷ 1.5		FACTOR DE INCREMENTO POSIBLE DE RESISTENCIA AL AÑADIR ACERO	
5 - 10 etc.,		ESBELTEZ	ALTURA BASE
		ALTURA DEL EDIFICIO BASE DEL EDIFICIO	METROS
		ENTREPISO (MEDIDA)	METROS
		PESOS PROPIOS P.SUPERFICIE	Kg/m^2
		SOBRECARGAS	Kg/m^2
		PESOS UNITARIOS	Kg/m^3
		(DENSIDADES)	250 - 400 Kg/m^3

Todos estos factores son de tipo ESTADISTICO pero son ACOTABLES por inspección o por aproximaciones simples de Resistencia de Mate~~riales~~.

El producto de una serie de ellos tiene poco margen de error, pues tienden a compensarse los errores entre sí.

Sólo es necesario ejercer el buen juicio al seleccionar los valores más adecuados a cada caso que se analice.

3) PARAMETRO DE CAUCHY
PREDIMENSIONAMIENTO PARA CARGAS VERTICALES
POR TENSIONES NORMALES

Parámetro de CAUCHY

El Parámetro Adimensional $n = \frac{Gh}{f'_c \cdot \alpha}$

en donde G = Peso Unitario del Edificio (En Ton/m³)

h = Altura del edificio (En metros)

f'_c = Resistencia del concreto de las columnas (En Ton/m²)

α = Porcentaje de área portante

Define por sí solo la conducta de un edificio, considerando que ésta quede descrita por el promedio de los comportamientos de sus columnas. Este parámetro, de acuerdo a la nomenclatura tradicional en Análisis Dimensional, se llamaría un número de Cauchy, pues es obtenido como el cociente entre dos presiones: $\frac{Gh}{\alpha} = f_c$, siendo simplemente el inverso del factor de seguridad a carga axial.

Podría objetarse, de acuerdo a los puntos de vista más extendidos en el medio profesional, que el solo valor f_c no puede definir la conducta de una columna de concreto, pues no contiene la información correspondiente a la influencia de la cantidad de acero.

Tampoco contiene información que describa la influencia de otros factores como lo serían la forma de la columna y sus patrones de armado.

Sin embargo, para la gran mayoría de las columnas de edificios normales, las cuales son rectangulares y con armaduras simétricas, las dos objeciones anteriores no son de importancia.

Si observamos varios diagramas de interacción típicos para columnas rectangulares, tomando en cuenta una razonable variación de los parámetros que los definen, podremos anotar muchas similitudes de interés para el propósito de nuestro trabajo.

Estas similitudes son las siguientes:

a) El límite definido por el punto balanceado (frontera entre fallas frágiles y fallas dúctiles; brusca disminución de la capacidad de deformación hasta rotura) puede situarse entre n = 0.28 y n = 0.32 para la mayoría de los casos, n se define como $P/f'_c ab$.

b) La adición de acero simétricamente dispuesto no modifica la posición de esa zona, aunque la seguridad total ante carga axial crezca.

c) El aumento de capacidad a carga axial de una columna, para el máximo porcentaje teórico que admite el código A.C.I. (6%) puede llegar al 100%, sin que por ello se modifique el punto balanceado.

d) El código del A.C.I., además de otros códigos basados en el diseño por estados límites, no son explícitos en limitar la excursión admisible de los valores de n. Lo hacen indirectamente, al fijar mínimos valores de excentricidad y máximos valores de cuantía de armadura (0.1 para e/h y 6% para p).

e) Se hace mención dentro del A.C.I. a fronteras implícitas cuando se fijan los porcentajes de confinamiento - (Basados en la preservación de la capacidad original - de carga) o cuando se habla de que para n = 0.12 las - columnas pueden calcularse como miembros sometidos a flexión pura.

f) Cuando una columna está sometida a condiciones de carga complejas (Acción de un sismo o de un viento, p.ej.) el tipo de falla a que está sujeta la columna depende - fuertemente de la trayectoria que siguen los sucesivos estados de carga dentro del campo definido por P (carga axial) y M (Momento Flector), trayectoria que, en primera aproximación, puede representarse por un vector de - componentes P y M y cuyas magnitud y dirección son fun-

ciones de la posición del miembro dentro de la estructura y de la Sección considerada dentro del miembro.

Veamos ahora que utilidad tiene este parámetro en el predimensionamiento de edificios.

En el caso de edificios prismáticos, o sea con plantas uniformes de abajo hacia arriba, el parámetro puede ser utilizado directamente para predimensionar.

Veamos cómo puede utilizarse este parámetro para predimensionar para cargas verticales.

n : debe ser escogido en base al tipo de estructura, al tipo de confinamiento lateral que se utilice y a la posición relativa a la estructura de las columnas (o pantallas) que se consideren.

En términos muy generales, pueden hacerse las siguientes afirmaciones.

Para $n \geq 0.25$ es necesario ser muy estrictos con el confinamiento en columnas.

$n \leq 0.20$ para columnas exteriores (con grandes incrementos de axiales por sismos o viento).

$0.10 \leq n \leq 0.15$ para edificios apantallados con cabezales de armadura estribados.

$n \leq 0.10$ para edificios con pantallas, de poca altura, armados sólo con mallas y algunas cabillas de cabecera.

Como norma general, n es determinado por la carga vertical en edificios aporticados, no así en los edificios apantallados, en los cuales n viene a ser fijado, indirectamente, por el corte basal límite que deba resistir el edificio.

G: peso unitario - incluye la carga muerta más un 25% de la carga viva. Depende básicamente del tipo de estructuración que utilicemos. Es función de las tipologías constructivas, variando muy poco ($\pm$ 10%) dentro de cada una de ellas.

Pueden darse los siguientes valores típicos:

G = 200 Kg/m³ (0.2 Ton/m³) para construcciones muy livianas (Tridi-losa, estructuras ligeras de acero).

G = 300 Kg/m³) para edificios aporticados normales, en donde su valor oscila entre 280 y 320 Kg/m³ para Edificios de Apartamentos.

Puede tomarse G = 350 Kg/m³ para el caso de Oficinas.

G = 400 Kg/m³): (0.4 Ton/m³): Es el valor más alto encontrado para Edificios Apantallados de 44 pisos. Un valor más frecuente, para edificios de 15 a 20 pisos es el de 350 Kg/m³.

Nótese que para propósitos de predimensionamiento global, el tomar sólo el 25% de la carga viva dentro de este valor, satisface razonablemente los requerimientos de dimensionamiento por cargas verticales y dimensionamiento por cargas horizontales.

Nótese que un incremento de 100 Kg/m² en la sobrecarga se transforma, típicamente, en un incremento del peso unitario de solo 40 Kg/m³ (10% a 15% de los valores mencionados anteriormente).

h altura del edificio en metros, medida desde el nivel de fundaciones hasta un punto cercano al tope del edificio.

En general se puede tomar el último piso (Pent-House, Ascensores, Tanques) como piso fraccionado (1/2, 3/4, etc.).

Debe incluír sótanos, si los hay, pero conservando, por extensión, el carácter prismático del edificio.

h se convierte en una fracción de la altura para edificios no prismáticos, (hasta un mínimo de h/3 en el caso de una pirámide) o en algo más de la altura del edificio, en el caso de edificios Troncopiramidales invertidos, hoy en día relativamente frecuentes.

f'_c | El valor más popular es de 250 Kg/cm² (2500 Ton/m²). Obviamente, está en manos del proyectista especificarlo.

α | : es, en principio, el valor que se desea despejar de la expresión, una vez fijados los otros valores.

Nótese que α difícilmente puede superar el 10%, por razones prácticas de utilización del espacio, y que en la práctica difícilmente se puede bajardel 2%, pues es necesario fijar dimensiones mínimas a las columnas por razones constructivas o para fijar una rigidez mínima.

(Nótese que una modulación de 3.50 m x 3.50 m con columnas de 25 x 25 cm conduce al valor de α del 2% antes mencionado).

Los comentarios anteriores prácticamente constituyen las reglas básicas de predimensionamiento por carga vertical, para determinar el área total de las columnas.

Quedan por establecer las reglas de reparto de esa área entre las columnas individuales.

Nótese que, al contrario de lo que se suele hacer en la práctica, un reparto uniforme (columnas todas iguales) es muy lógico para -

un edificio aporticado, en primer lugar porque dota a las columnas exteriores de una reserva que se pone en buen uso al tener que dimensionarlas tomando en cuenta el incremento de fuerzas axiales por sismo.

En segundo lugar, si empleamos, como rigurosamente lo exigen los buenos códigos de diseño sísmico, estructuraciones basadas en aporticamientos totales (en 2 direcciones) y además analizamos la estructura con cualquier programa moderno de computación (Aporticamiento total, deformabilidad axial (debatible) de las columnas, etc.),la tendencia natural de la estructura es la de repartir las cargas de tal modo que las tensiones tiendan a ser uniformes en las columnas, más aún en las plantas bajas.

Esto es simplemente una consecuencia de un principio termodinámico (mínima energía) que usamos precisamente como base de nuestros análisis estructurales.

Cuando utilizamos los métodos, populares en la profesión, de asignar área de columnas proporcionales a las áreas tributarias, lo cual implica el tener columnas mayores hacia el interior de la estructura y menores hacia afuera y columnas especialmente débiles en las esquinas, sin darnos cuenta hacemos dos cosas contrarias a lo que hacemos con nuestros análisis.

. Suponemos que las vigas no distribuyen las cargas, o sea, que no existen .

..Suponemos que las columnas son infinitamente rígidas para cargas axiales e infinitamente débiles para momentos flectores.

Ambas hipótesis llevan a los mismos resultados, ya mencionados.

Debe también decirse que, mientras más alto sea el edificio y más columnas tenga, más se aproximará al reparrto uniforme de tensiones.

Históricamente se explica esta tendencia, pues nació cuando los métodos eran "exactos" (que aún se usan).

El análisis de las losas como vigas continuas de apoyos no cedibles, con cuyas reacciones se cargaban los tramos de otras vigas continuas de las cuales se tomaban las reacciones para cargar las columnas.

Deben verse con más cuidado, obviamente, las estructuras modernas de tipo mixto, con fachadas externas formadas por pórticos muy acoplados y columnas interiores poco acopladas.

Debe también notarse que, en la gran mayoría de los edificios apantallados bien concebidos, la trabazón entre pantallas longitudinales y transversales conduce, con muchas y mayores razones que las ya mencionadas para las estructuras aporticadas, a un reparto uniforme de tensiones normales por cargas verticales.

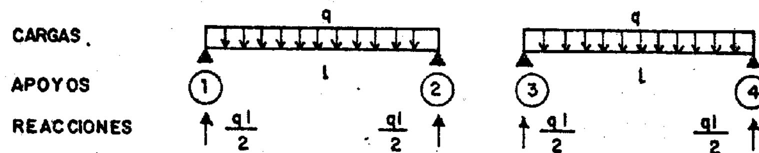
En otras palabras, que la expresión más simple de todas, o sea: tensión $= \frac{\text{Peso}}{\text{Area cargada}}$ es la más exacta de todas (en el sentido de representar la tendencia más probable de la respuesta estructural), y qué fracción de la resistencia vertical está disponible para resistirlo.

4) CONCEPTOS DE PUNTOS DUROS Y PUNTOS BLANDOS
EN UNA ESTRUCTURA.
INCREMENTO DE REACCIONES
ACOPLAMIENTOS
MUESTRA DE CAMPOS DE VARIACION
LIMITES DE VARIACION DE LOS CASOS PRACTICOS

CONCEPTOS DE PUNTOS "DUROS" Y PUNTOS "BLANDOS" EN UNA ESTRUCTURA

Algunos ejemplos sencillos quizá aclararán mejor este concepto que una definición larga.

Supongamos dos vigas simplemente apoydas, de luces iguales, sujetas a cargas uniformemente distribuídas y con secciones constantes e iguales.



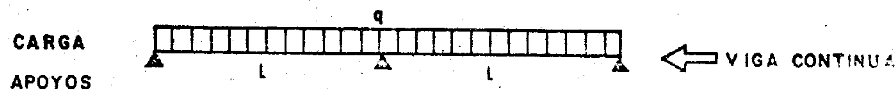
Cada uno de los apoyos de esas vigas recibe una carga total igual a $\frac{ql}{2}$, o sea la mitad de la carga posible correspondiente a cada viga.

Si ahora consideramos que los dos apoyos adyacentes centrales se convierten en un apoyo común, nos encontramos con que el apoyo (1) recibe 1/4 de la carga total, los apoyos (2) + (3) (ahora convertido en un único apoyo) reciben 2/4 de éste y el apoyo (4) el otro 1/4.

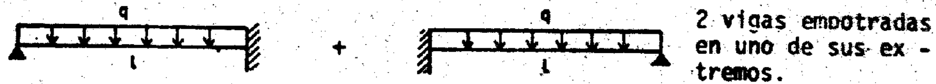
Ahora, supongamos que en lugar de 2 vigas simplemente apoyadas (independientes entre sí) convertimos el sistema estructural en una viga contínua.

O sea, utilizando otro lenguaje estructural, pasamos de una estructura "desacoplada" a otra estructura "acoplada".

Si encontramos ahora las reacciones correspondientes al sistema contínuo mostrado

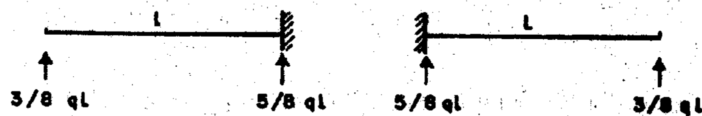


el cual equivale a este otro



2 vigas empotradas en uno de sus extremos.

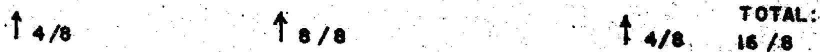
nos encontramos con que las reacciones pasan a ser las siguientes:



o sea, por el sistema total.



Comparémosla con el sistema inicial



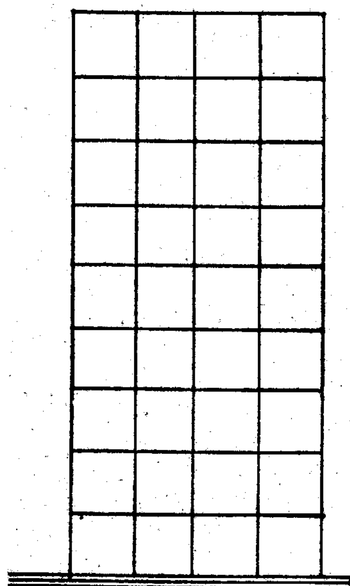
O, en términos de porcentajes:

CONTINUA (ACOPLADA)	↑ 37.5 %	↑ 125 %	↑ 37.5%
DISCONTINUA (DESACOPLADA)	↑ 50 %	↑ 100 %	↑ 50%

Obsérvese como el acoplamiento central entre los dos tramos de la viga ha producido un punto "duro", que, por decirlo así, atrae la carga, incrementando su reacción, o lo que es lo mismo, incrementando la longitud tributaria de cada viga desde un 50% inicial hasta un 75% (incremento relativo del 50%).

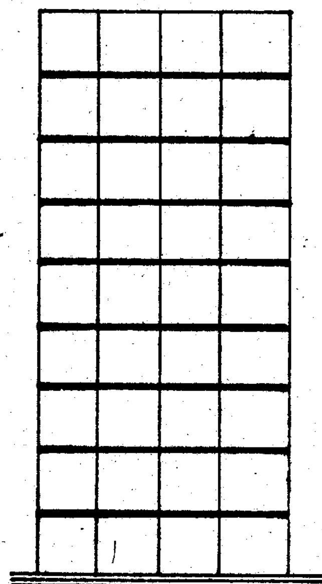
Extendamos el concepto ahora a 2 configuraciones estructurales muy usadas en la práctica, y veamos que ocurre:

(A)



EDIFICIO APORTICADO
CON VIGAS DEBILES

(B)



EDIFICIO APORTICADO
CON VIGAS FUERTES

CARGAS UNIFORMES EN TODOS LOS TRAMOS

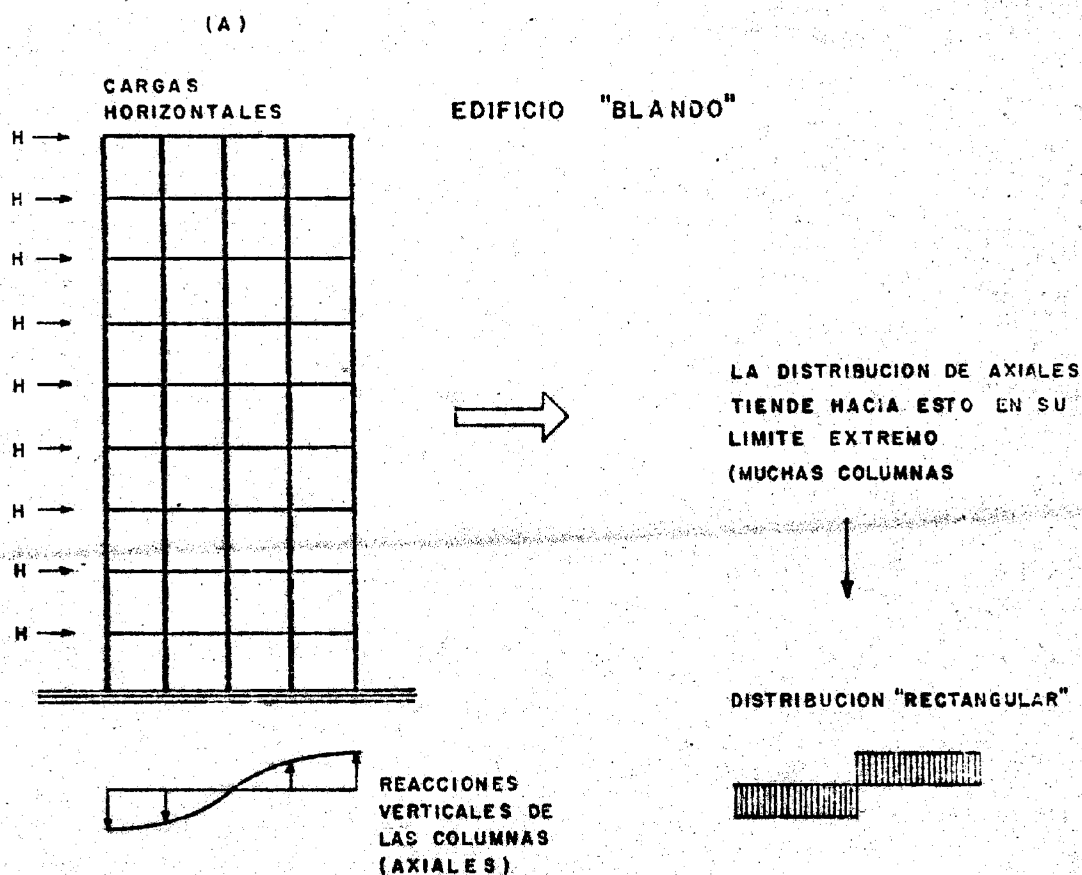
EDIFICIO "BLANDO"
PARA FUERZAS
HORIZONTALES

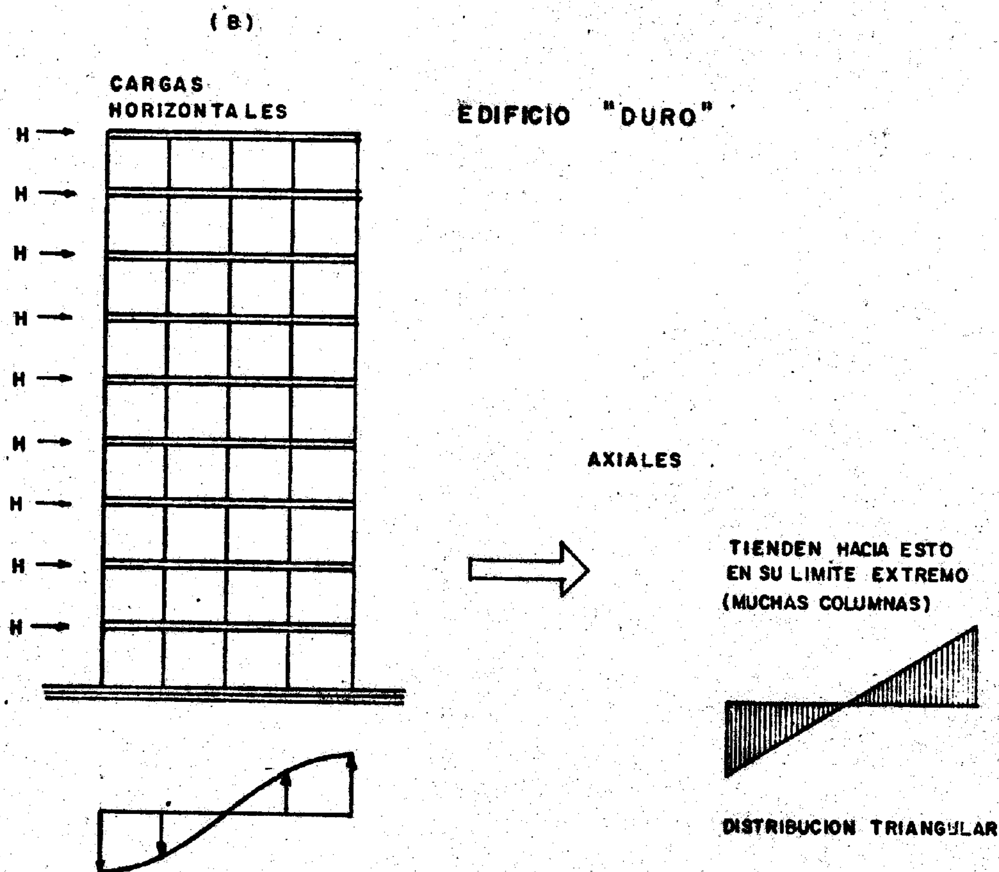
EDIFICIO "DURO"
PARA FUERZAS
HORIZONTALES

Si analizamos el comportamiento de estos dos edificios al someterlos sólo a cargas verticales, notaremos que habrá poca diferencia entre ambos. Si analizamos las cargas verticales de las columnas, notaremos sólamente que las columnas interiores, en ambos casos, recibirán cargas algo mayores que las columnas exteriores; en otras palabras, que las estructuras son ligeramente más "duras" hacia su interior; donde ciertamente están más "acopladas".

Si ahora, en cambio, sometemos el edificio a la acción de un conjunto de cargas horizontales (aplicadas lateralmente) y observamos la distribución de las magnitudes de las cargas axiales, notaremos algo muy interesante.

El edificio tipo (a), más débilmente acoplado que el "B" (con vigas blandas respecto a las columnas) presentará una distribución de cargas axiales de este tipo (en la planta baja).



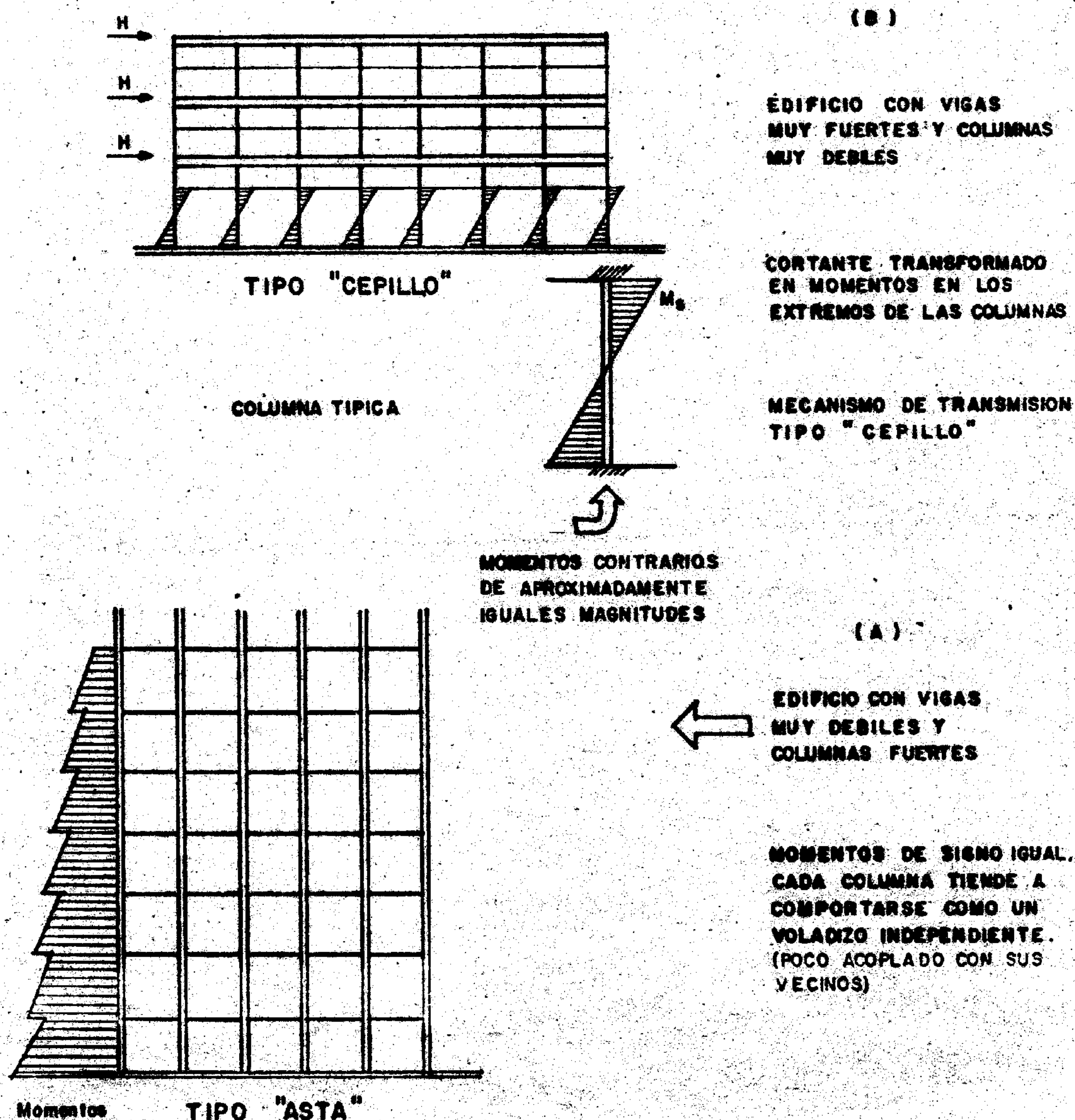


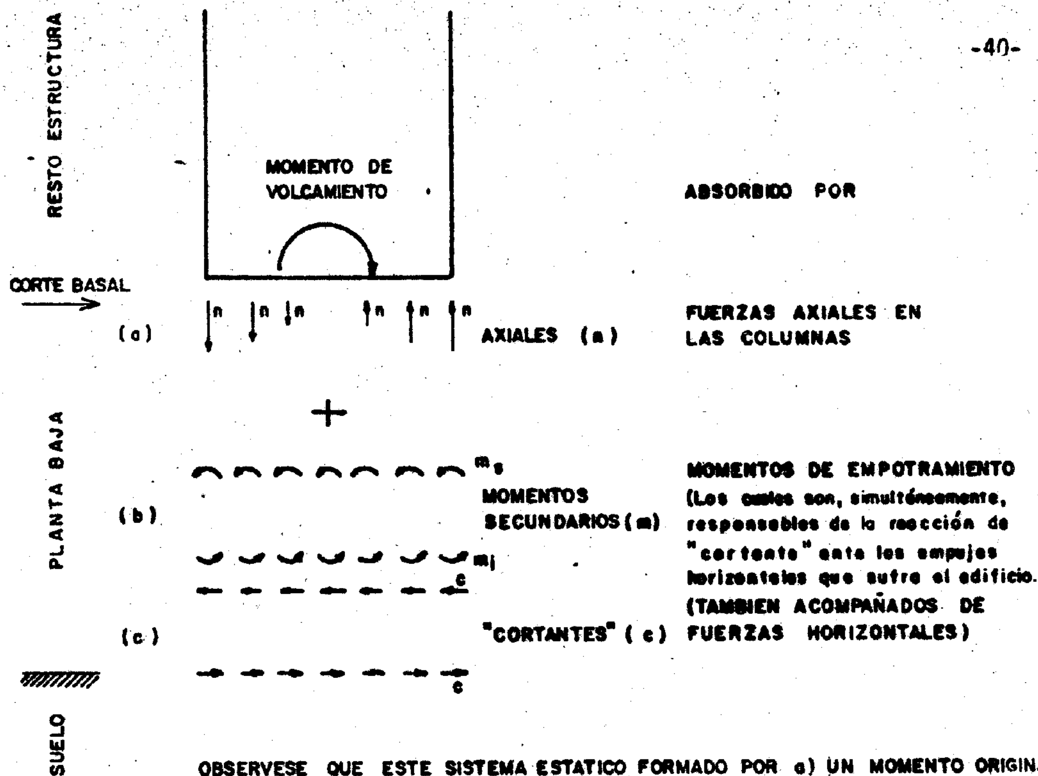
El concepto de "dureza" aquí se manifiesta en el hecho de que el edificio con vigas fuertes tiende a distribuír las fuerzas axiales como lo haría una viga vertical en voladizo de sección llena, y en cambio el edificio con vigas débiles tiende a comportarse más bien como un "haz" de columnas paralelas independientes.

Estos hechos nos serán útiles para establecer ciertas reglas de predimensionamiento.

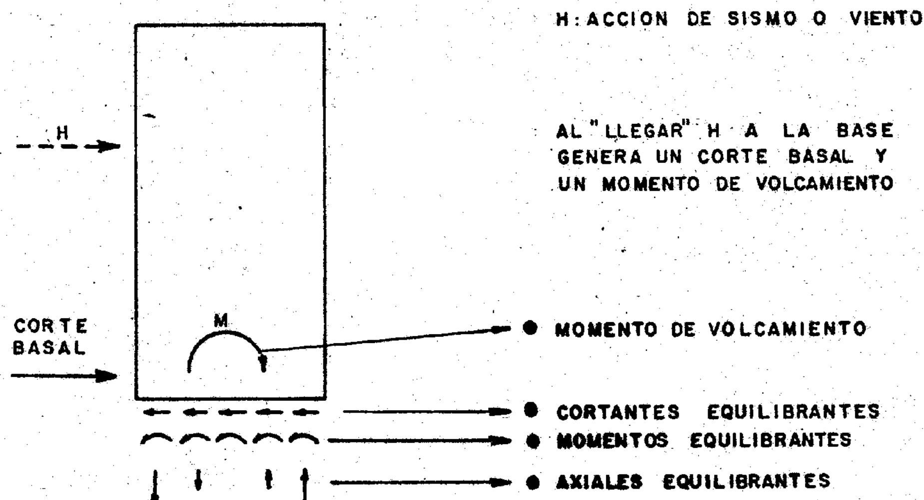
También vale la pena detenerse a pensar un poco sobre otro hecho perteneciente a estos dos tipos de estructuras que hemos presentado:

Vamos a pensar qué pasa con las distribuciones de "cortantes" y "momentos de volcamiento":



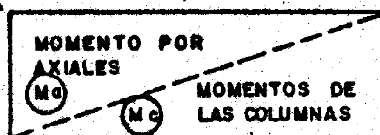


OBSERVESE QUE ESTE SISTEMA ESTATICO FORMADO POR a) UN MOMENTO ORIGINADO POR UN CONJUNTO DE REACCIONES VERTICALES PERPENDICULARES A LAS FUERZAS QUE CONSTITUYEN LA ACCION (HORIZONTALES) Y b) DE UN CONJUNTO DE MOMENTOS (GENERADOS POR FUERZAS HORIZONTALES (CORTANTES SOBRE COLUMNAS) PUEDEN EQUILIBRAR EL MOMENTO TOTAL GENERADO POR LAS FUERZAS HORIZONTALES EN CUALQUIER PROPORCION MUTUA, SIENDO EL SOLO REQUISITO ESTATICO EL QUE LA SUMA DE CORTANTES RESISTIDOS POR LAS COLUMNAS IGUALE A LA RESULTANTE TOTAL DE LAS FUERZAS HORIZONTALES $\Sigma c = \Sigma H$.



MOMENTO TOTAL

PROPORCIONES POSIBLES



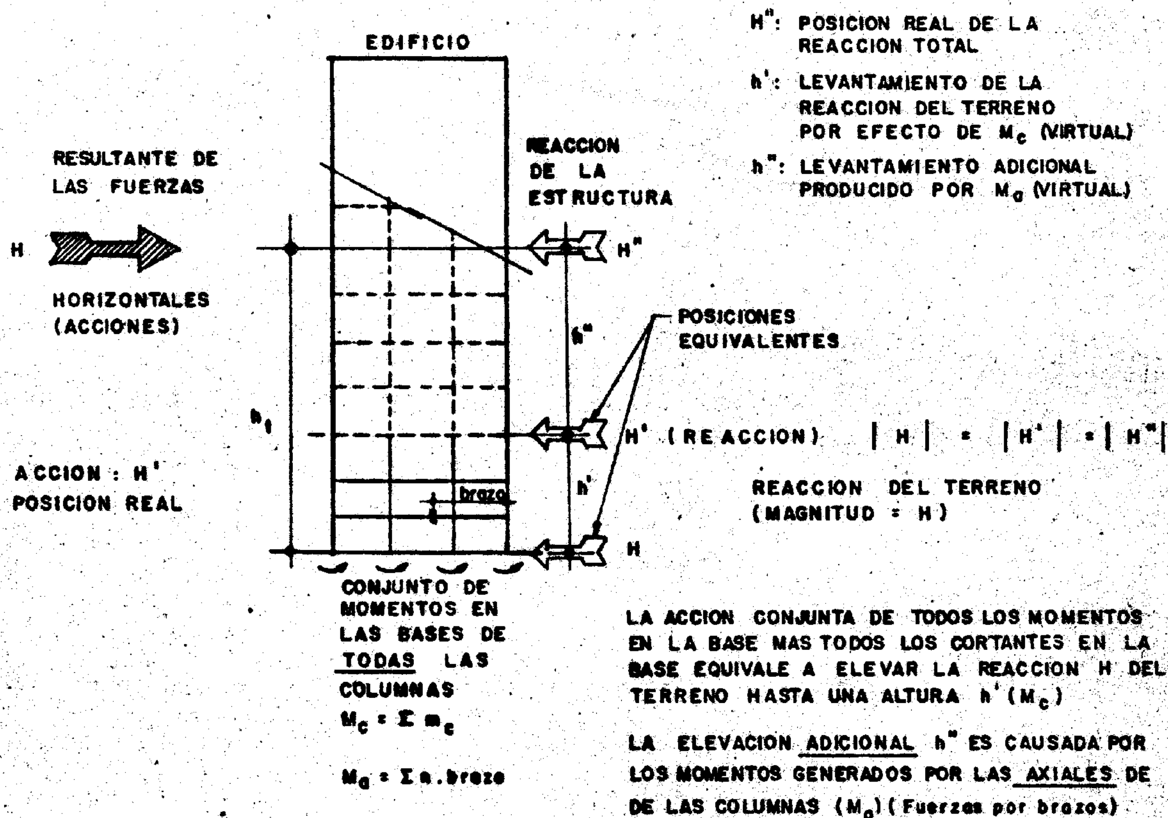
100% MOMENTOS EN LAS COLUMNAS
Edificio infinitamente largo

EDIFICIOS FUERTEMENTE ACOPLADOS  TENDENCIA  EDIFICIOS DEBILMENTE ACOPLADOS CAUSA I

O BIEN:

 EDIFICIOS MAS ESBELTOS   EDIFICIOS MENOS ESBELTOS  CAUSA II

Veamos cómo puede interpretarse esta figura en otros términos.



Tendremos $H' \times h' = M_c$ (Momento total que se reparte entre las columnas) h' es una longitud característica de cada estructura en particular, la cual puede encontrarse como sigue: $h' = \frac{M_c}{H}$

- h' tiende a ser pequeña (tiende a cero) cuando el edificio es muy duro, p. ej. si el edificio es totalmente sólido (como en la resistencia de materiales) h' es CERO.

Dicho de otro modo: en las teorías ordinarias de la Resistencia de Materiales, no existen momentos distribuídos como reacciones localizadas en una determinada sección (sólo existen σ y τ, o sea tensiones normales y tensiones cortantes, no se considera el concepto de par distribuído).

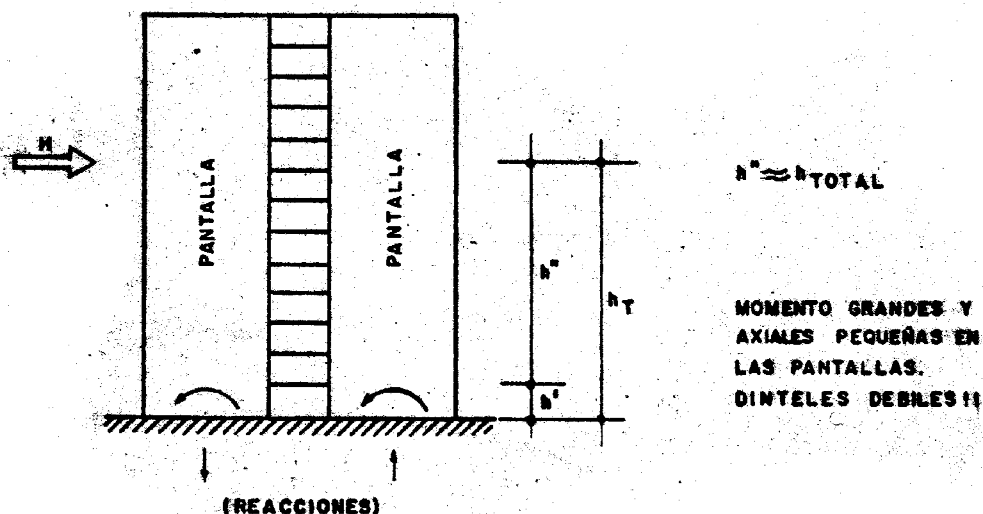
(Sólo se los utiliza en ciertas teorías particulares aplicables a materiales compuestos tales como los plásticos reforzados con fibras de vidrio).

h' en cambio tiende a acercarse hacia h_{TOTAL} (En el límite la iguala) cuando el edificio esté formado, teóricamente, por sólo haces de columnas paralelas, sin vigas (el otro extremo de la casuística posible).

Si observamos estas variables h' y h" y h_T (Que son uno de los atributos estructurales simples que tratamos de buscar) veremos que los cocientes $\frac{h''}{h_{TOTAL}}$ y $\frac{h'}{h_{TOTAL}}$ conforman los porcentajes del momento de volcamiento total ($H.h_{TOTAL}$) que la estructura absorbe.

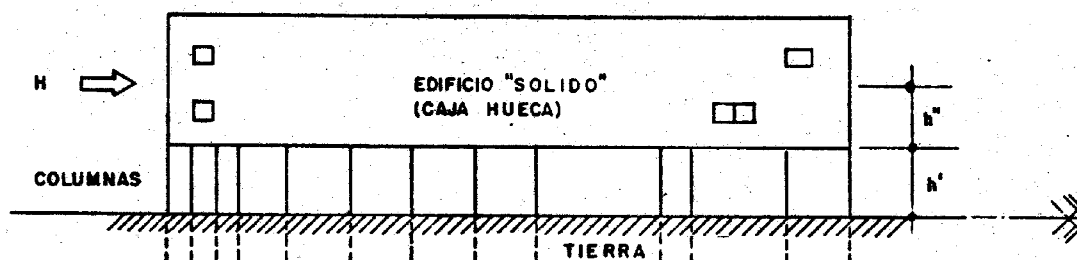
Podemos llamarlos, con toda propiedad, % de Momento Absorbido por Axiales Puras y % de Momentos Absorbidos por Momentos "Secundarios" (los de las columnas de la planta baja).

Casi como de pasada, podremos anotar que un caso real en que h' se acerca mucho a h_{TOTAL} está representado por un edificio APANTALLADO débilmente acoplado, como el siguiente:



las pantallas son, en esencia, dos columnas paralelas unidas por vigas muy débiles (Las losas solas p. ej.).

y el otro extremo podría representarse por este mismo caso virado 90° y cortado a nivel de tierra.



en donde h' tiende hacia h_T

Observemos entonces lo siguiente:

Desde el punto de vista del predimensionamiento, las dos magnitudes más importantes son las de H (Fuerza) y h (Posición).

H es, o una función del peso del edificio (Sismo) o un cierto valor arbitrable en base a otros parámetros (Areas laterales, velocidad del viento, factor de forma) para acciones horizontales generadas por el viento.

h_T es una fracción de la altura total del edificio. (Sería muy difícil imaginar un caso en que siquiera se le acerque, como ocurriría p. ej. con un estanque elevado con columnas situado a gran altura sobre la calzada).

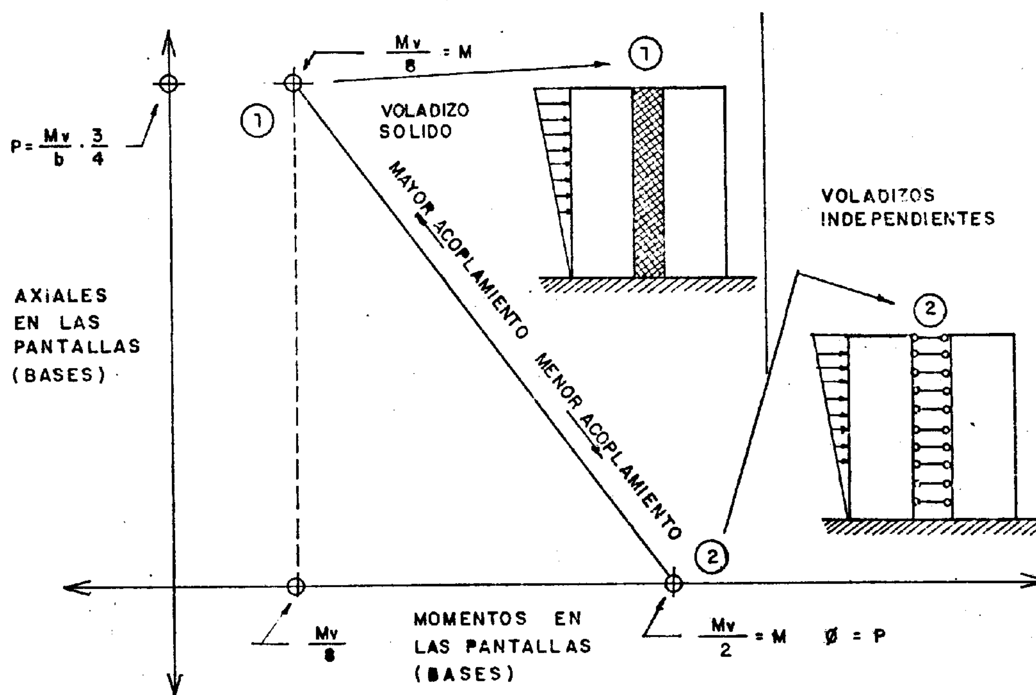
En otra parte de este Trabajo veremos que el cociente $\frac{h_T}{h_{edificio}}$ es muy cercano a 2/3 (0.67) para una gran cantidad de casos prácticos analizados.

Es algo menor (0.60) para edificios de tipo Apantallado.

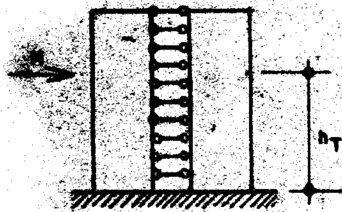
Sólo quedaría por arbitrar cómo se reparten h' y h" para alcanzar h.

Estas variables no han sido explícitamente estudiadas en este trabajo, sino en el caso de edificios Apantallados (2 Pantallas acopladas entre sí por dinteles más o menos fuertes) y se puede, aún con los casos limitados tratados, llegar a conclusiones utilizables en la práctica, y que podrían, por inferencia, transformarse a los casos de edificios aporticados.

El gráfico que sigue muestra todos los casos posibles que se pueden presentar en un edificio de tipo Apantallado.



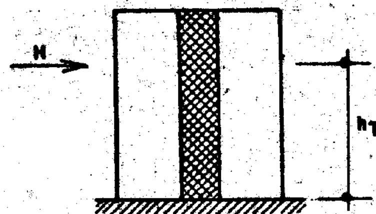
Veamos cómo se puede llegar a estos valores. El Punto (2) es el más fácil de obtener.



$M_V = H \cdot h_T$

Si los dos voladizos son iguales, obviamente cada Pantalla (Columna) tomará la mitad del momento. No puede haber axiales porque no pueden "pasar" los esfuerzos cortantes debido al conjunto de bielas articuladas que constituyen el acoplamiento entre - pantallas. (Es el acoplamiento más "blando" que podamos suponer).

PUNTO (1)



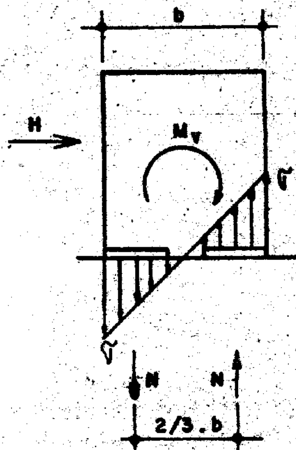
$M_V = H \cdot h_T$

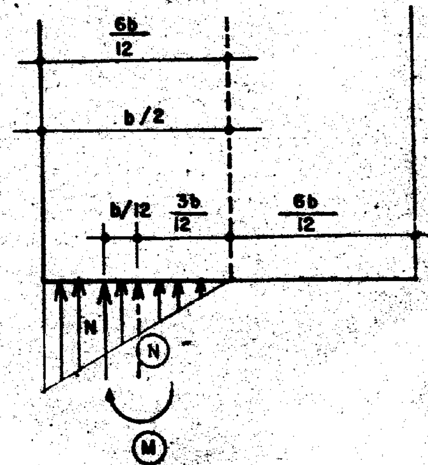
En este ejemplo, supondremos que los 2 semivoladizos han sido "encolados" entre sí hasta formar un sólo cuerpo (Un Voladizo simple), pero que analizaremos cada mitad como - elemento independiente.

(Esto referente p. ej., al caso de una pantalla con sólo agujeros muy pequeños en su centro, como podrían serlo p. ej. ventanas de baños).

Tratemos ahora de valorar, en este caso, la relación que existe entre N (AXIAL) y M (Momento) para cada semivoladizo.

H produce M_V





Si el conjunto es un sólido, podremos tratarlo de acuerdo a las hipótesis usuales de Resistencia de Materiales.

Si suponemos una distribución lineal de σ tendremos que cada semibloque de la distribución de tensiones puede ser sustituído por una fuerza equivalente N, ubicada como señala el dibujo y que a su vez, esa fuerza equivalente N produce dos momentos locales (sobre cada semivoladizo) de $N.\frac{b}{12}$ (El llamado Momento Nuclear en la resistencia de Materiales).

Tendremos entonces, por equilibrio:

$$M_v = N.\frac{3}{12} b + N.\frac{b}{12} \times 2 =$$

$$M_v = Nb\left(\frac{6}{12} + \frac{2}{12}\right) = Nb\ (0.500 + 0.167)$$

$$M_v + Nb\left(\frac{8}{12}\right) = 0.667\ Nb$$

como
$$0.500/0.667 = 0.75$$
$$y \quad 0.167/0.667 = 0.25$$

Puede entonces interpretarse la repartición de este modo:

3/4 Partes de M_v son absorbidas por Axiales
1/4 Parte de M_v es absorbida por Momentos (2 Momentos)

de allí se deduce que:

$$N = \frac{3}{4}\ \frac{M_v}{b}$$

y $M = \frac{M_v}{8}$, coordenadas mostradas en el diagrama.

Los ejes coordenados N, M son los utilizados en un Diagrama de Interacción para el cálculo de secciones de concreto armado.

Las figuras 1 a 13 que siguen muestran ejemplos que aclaran este concepto. Nótese especialmente que el diagrama debe representarse en 2 cuadrantes opuestos diagonalmente para cubrir la totalidad de los casos.

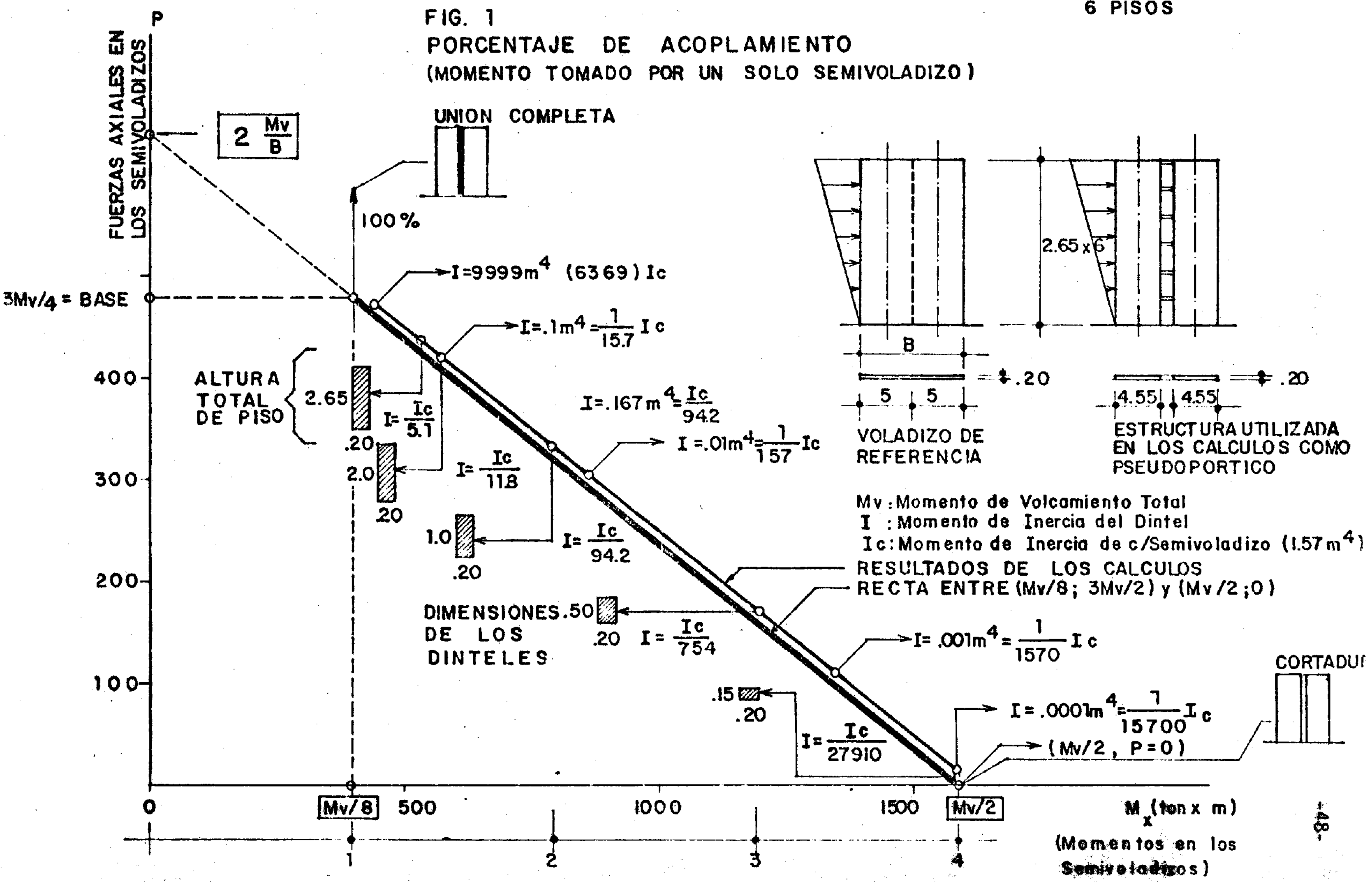
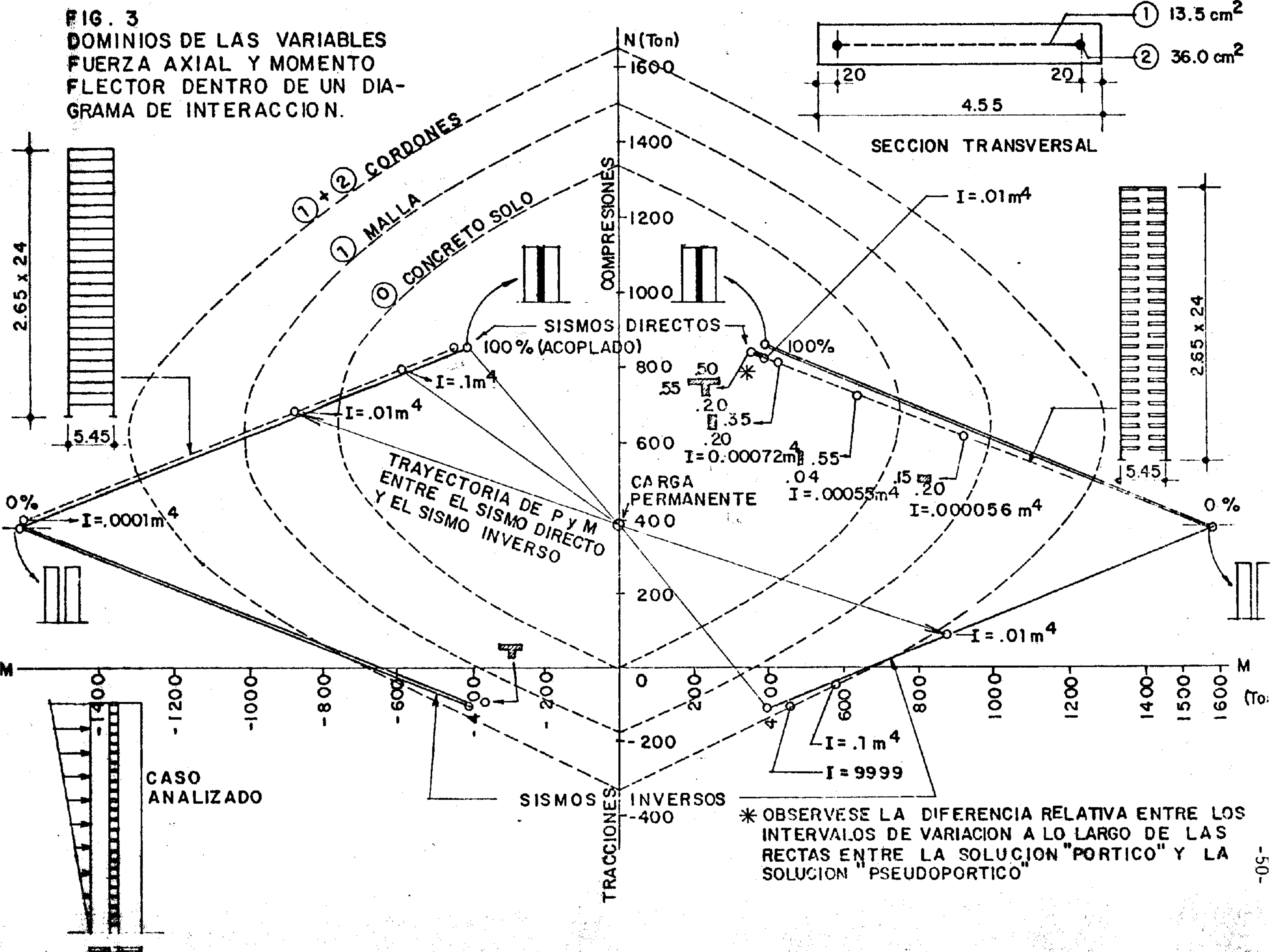


FIG. 1
PORCENTAJE DE ACOPLAMIENTO
(MOMENTO TOMADO POR UN SOLO SEMIVOLADIZO)
EDIFICIO DE
6 PISOS
FUERZAS AXIALES EN LOS SEMIVOLADIZOS
P
2 Mv/B
3Mv/4 = BASE
400
300
200
100
0
UNION COMPLETA
100%
I=9999m4 (6369) Ic
I=.1m4 = 1/15.7 Ic
I=.167m4 = Ic/94.2
I=.01m4 = 1/157 Ic
ALTURA TOTAL DE PISO
2.65
.20
I= Ic/5.1
2.0
.20
I= Ic/11.8
1.0
.20
I= Ic/94.2
DIMENSIONES DE LOS DINTELES
.50
.20
I= Ic/754
.15
.20
I= Ic/27910
I= .001m4 = 1/1570 Ic
I= .0001m4 = 1/15700 Ic
(Mv/2 , P=0)
CORTADU
2.65 x 6
B
5
5
.20
VOLADIZO DE REFERENCIA
4.55
4.55
.20
ESTRUCTURA UTILIZADA EN LOS CALCULOS COMO PSEUDOPORTICO
Mv: Momento de Volcamiento Total
I : Momento de Inercia del Dintel
Ic: Momento de Inercia de c/Semivoladizo (1.57 m4)
RESULTADOS DE LOS CALCULOS
RECTA ENTRE (Mv/8; 3Mv/2) y (Mv/2;0)
Mv/8
500
1000
1500
Mv/2
Mx (ton x m)
(Momentos en los Semivoladizos)
1
2
3
4

FIG. 2
PORCENTAJE DE ACOPLAMIENTO
(MOMENTO TOMADO POR UN SOLO SEMIVOLADIZO)

Mv: Momento de Volcamiento Total
I: Momento de Inercia del Dintel
Ic Momento de Inercia de c/Semivoladizo = 1.57 m^4

FIG. 3
DOMINIOS DE LAS VARIABLES FUERZA AXIAL Y MOMENTO FLECTOR DENTRO DE UN DIAGRAMA DE INTERACCION.



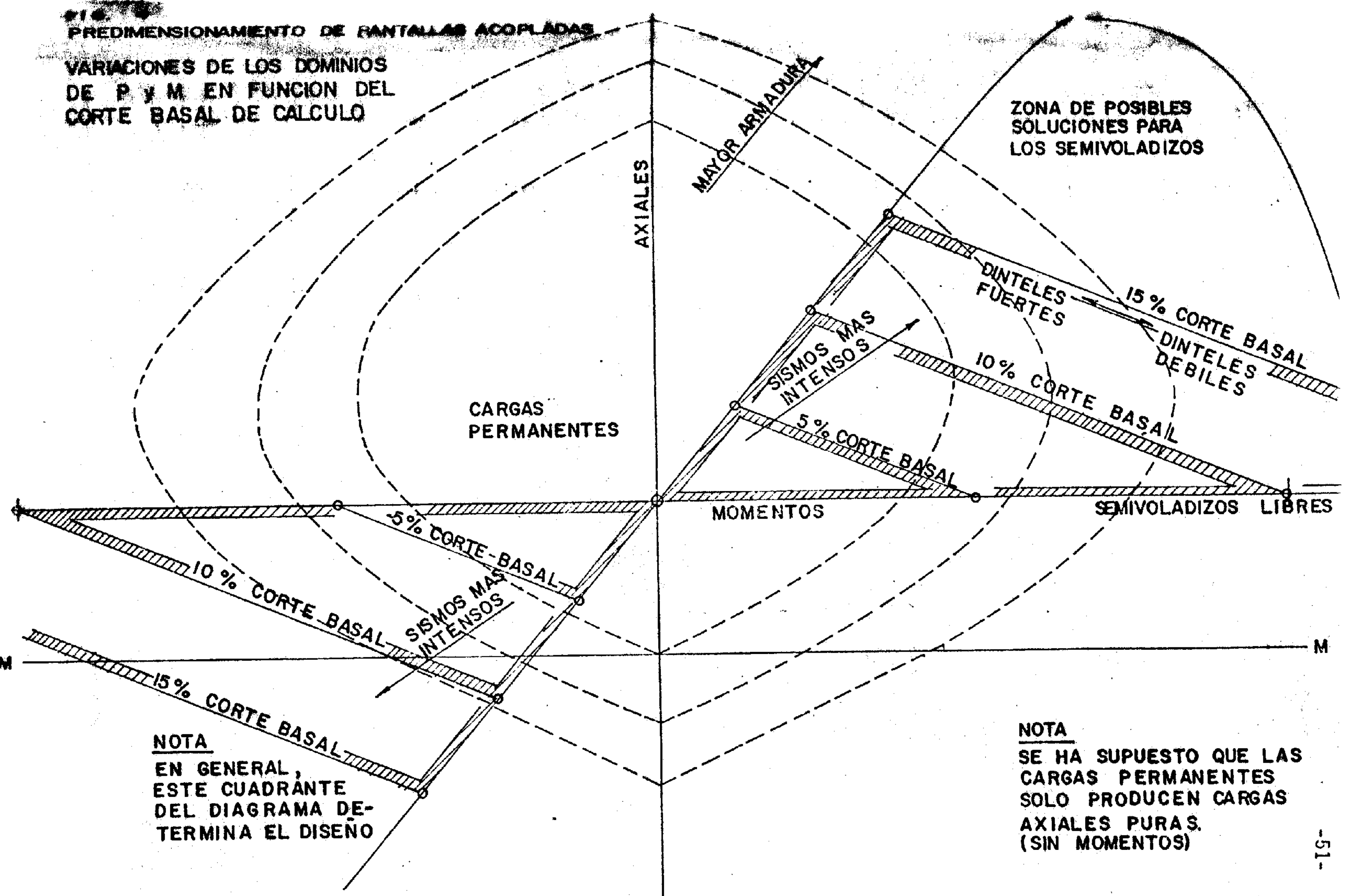

PREDIMENSIONAMIENTO DE PANTALLAS ACOPLADAS
VARIACIONES DE LOS DOMINIOS
DE P y M EN FUNCION DEL
CORTE BASAL DE CALCULO
ZONA DE POSIBLES
SOLUCIONES PARA
LOS SEMIVOLADIZOS
AXIALES
MAYOR ARMADURA
DINTELES
FUERTES
15 % CORTE BASAL
DINTELES
DEBILES
SISMOS MAS
INTENSOS
10 % CORTE BASAL
5 % CORTE BASAL
CARGAS
PERMANENTES
MOMENTOS
SEMIVOLADIZOS LIBRES
5 % CORTE BASAL
10 % CORTE BASAL
SISMOS MAS
INTENSOS
M
M
15 % CORTE BASAL
NOTA
EN GENERAL,
ESTE CUADRANTE
DEL DIAGRAMA DE-
TERMINA EL DISEÑO
NOTA
SE HA SUPUESTO QUE LAS
CARGAS PERMANENTES
SOLO PRODUCEN CARGAS
AXIALES PURAS.
(SIN MOMENTOS)

FIG. 5
CASOS ANALIZADOS EN LOS GRAFICOS SIGUIENTES

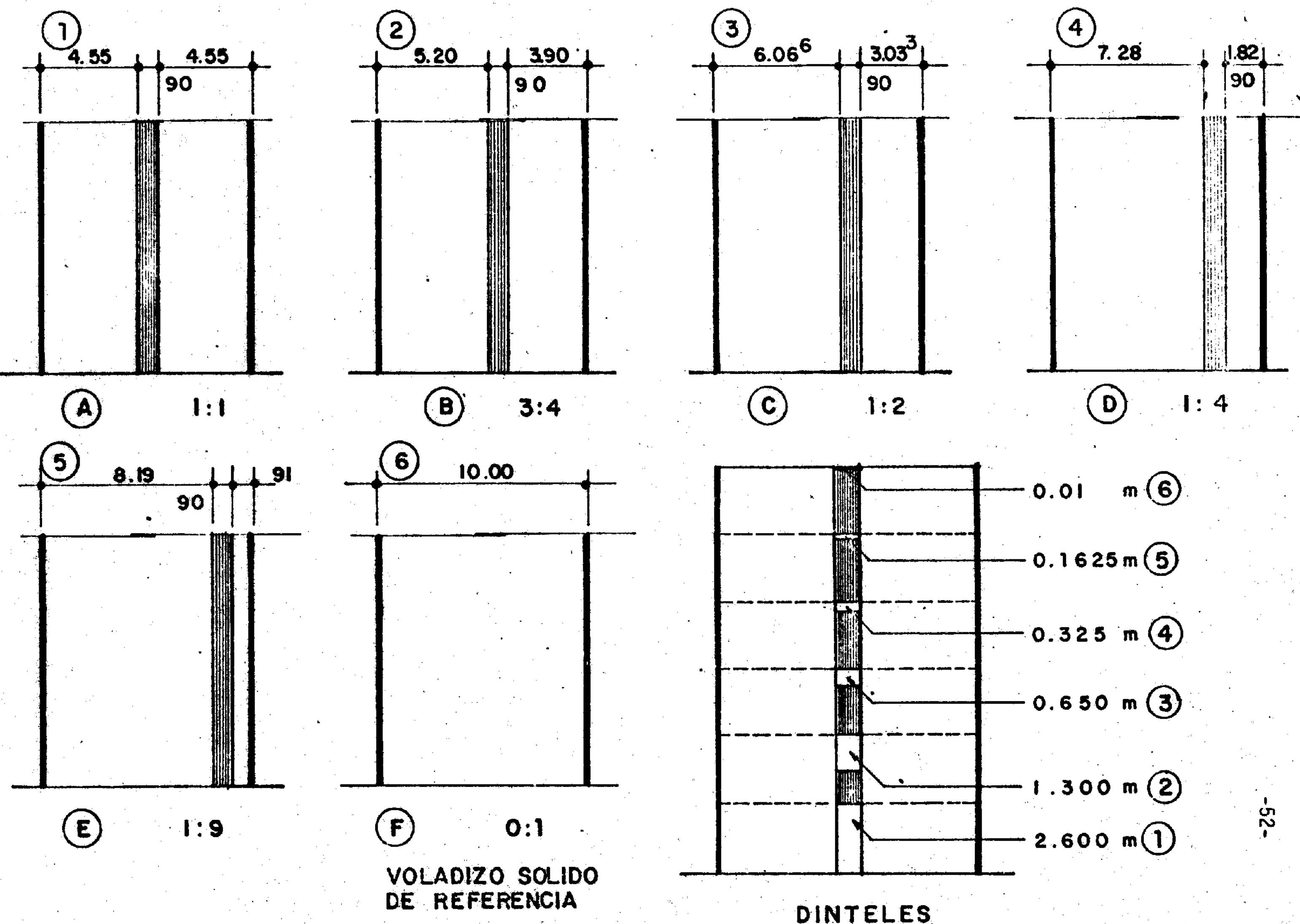


FIG. 6
RELACIONES ENTRE M y P PARA 2 CASOS

P

$\frac{Mv}{f/2+g/2+v}$

$\frac{Mv}{f/2+g/2+v}$

$P\,max. = \frac{0.75Mv}{f/2+g/2+v}$

1:2 1:1 1:2 1:2

M'_A M'_B M'_v M''_v Mv

$M_B = \frac{Mv \cdot g^3}{f^3+g^3}$ $\frac{Mv}{2}$ $M_A = \frac{Mv \cdot f^3}{f^3+g^3}$

1 ÷ 1 Ⓐ Ⓑ M_A M_B P r P

2 ÷ 1 A' B' f v g B

$f+v+g = b$



CASOS ANALIZADOS

DISTRIBUCION GENERICA

EL MOMENTO DE VOLCAMIENTO TOTAL M'_v SE DESCOMPONE EN DOS PORCIONES M'_A y M'_B QUE SUMAN M'_v

EL MOMENTO M''_v ES EL MOMENTO TOMADO POR LAS AXIALES N

$P.\,r = M''_v$

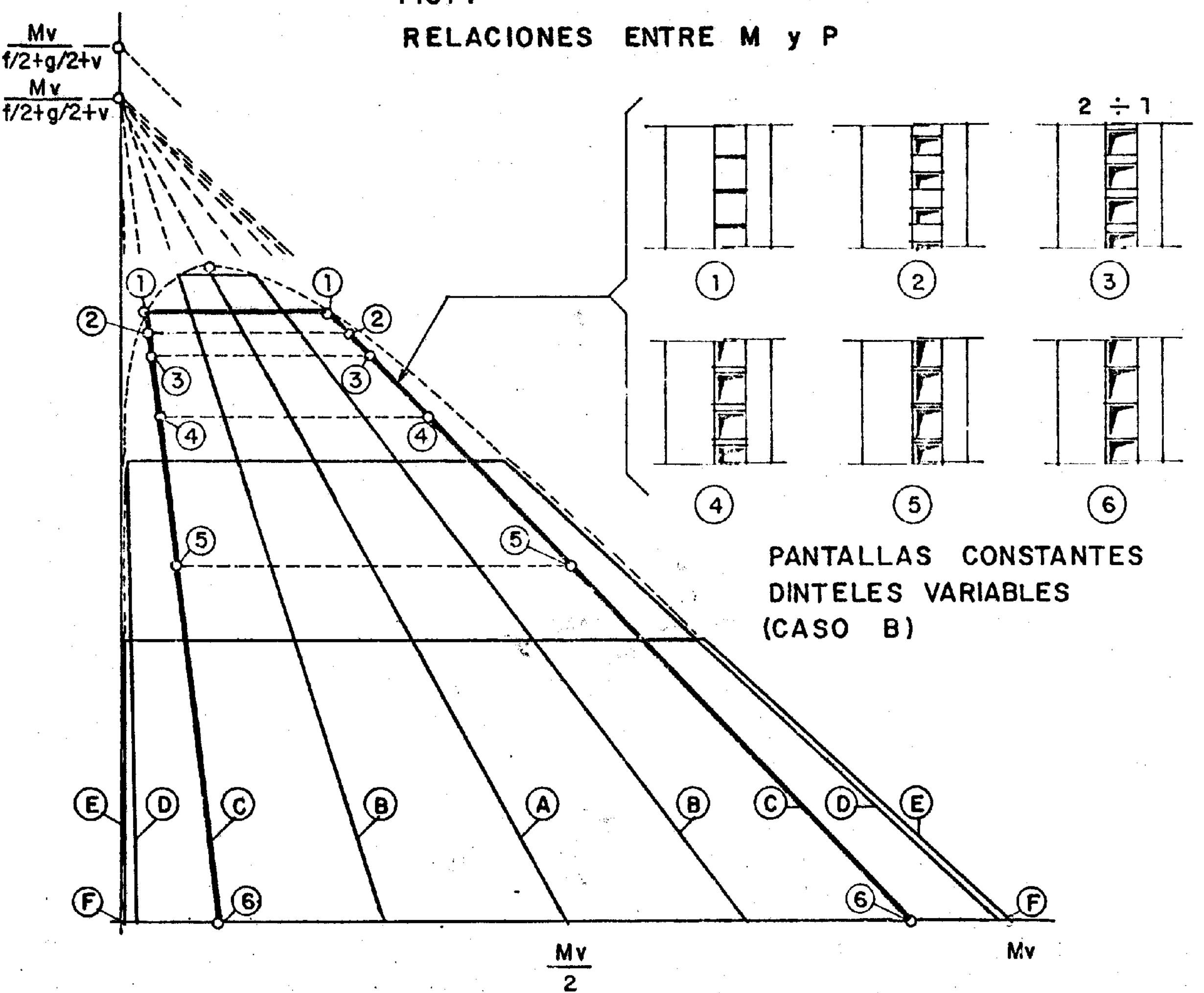


FIG. 7
RELACIONES ENTRE M y P

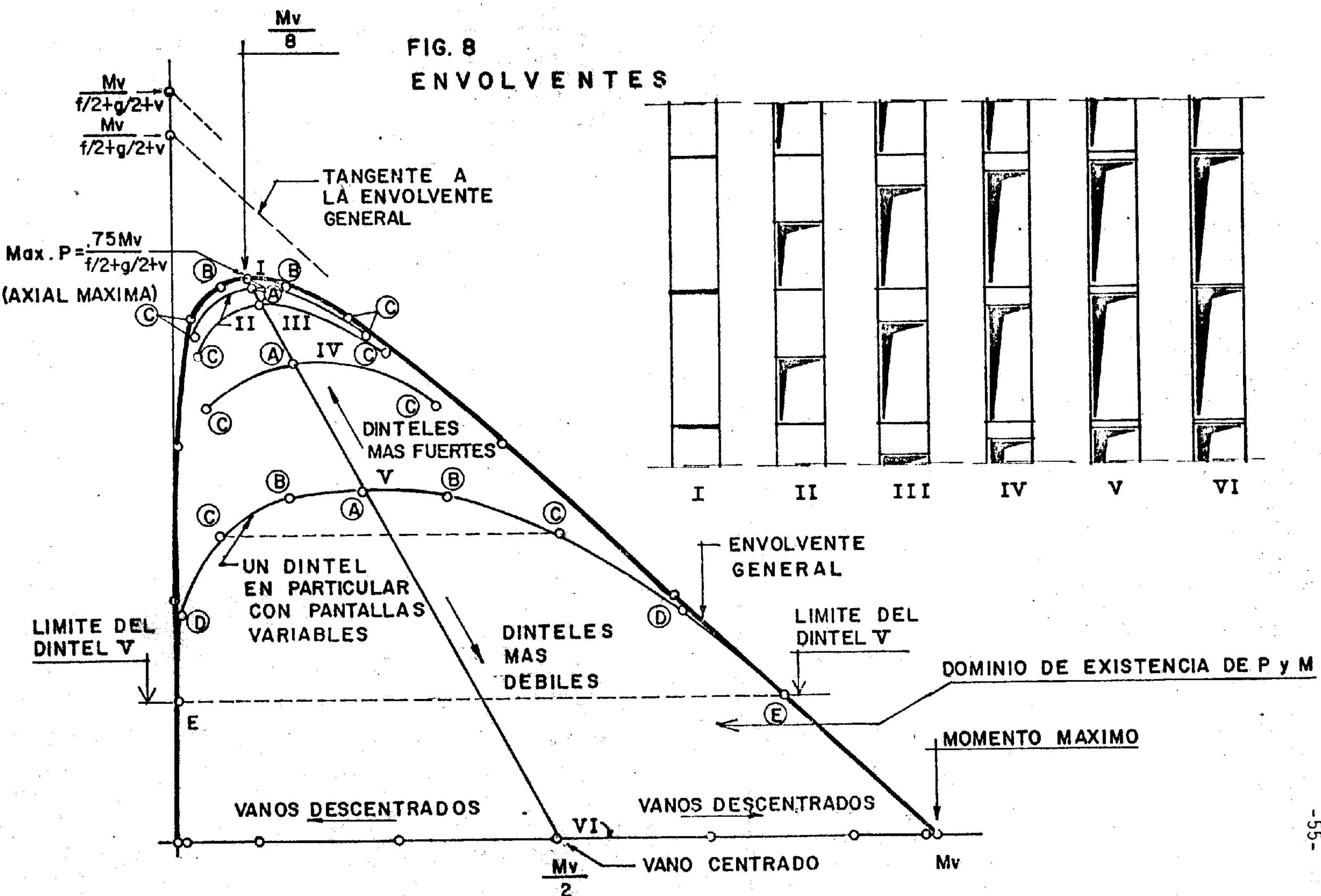
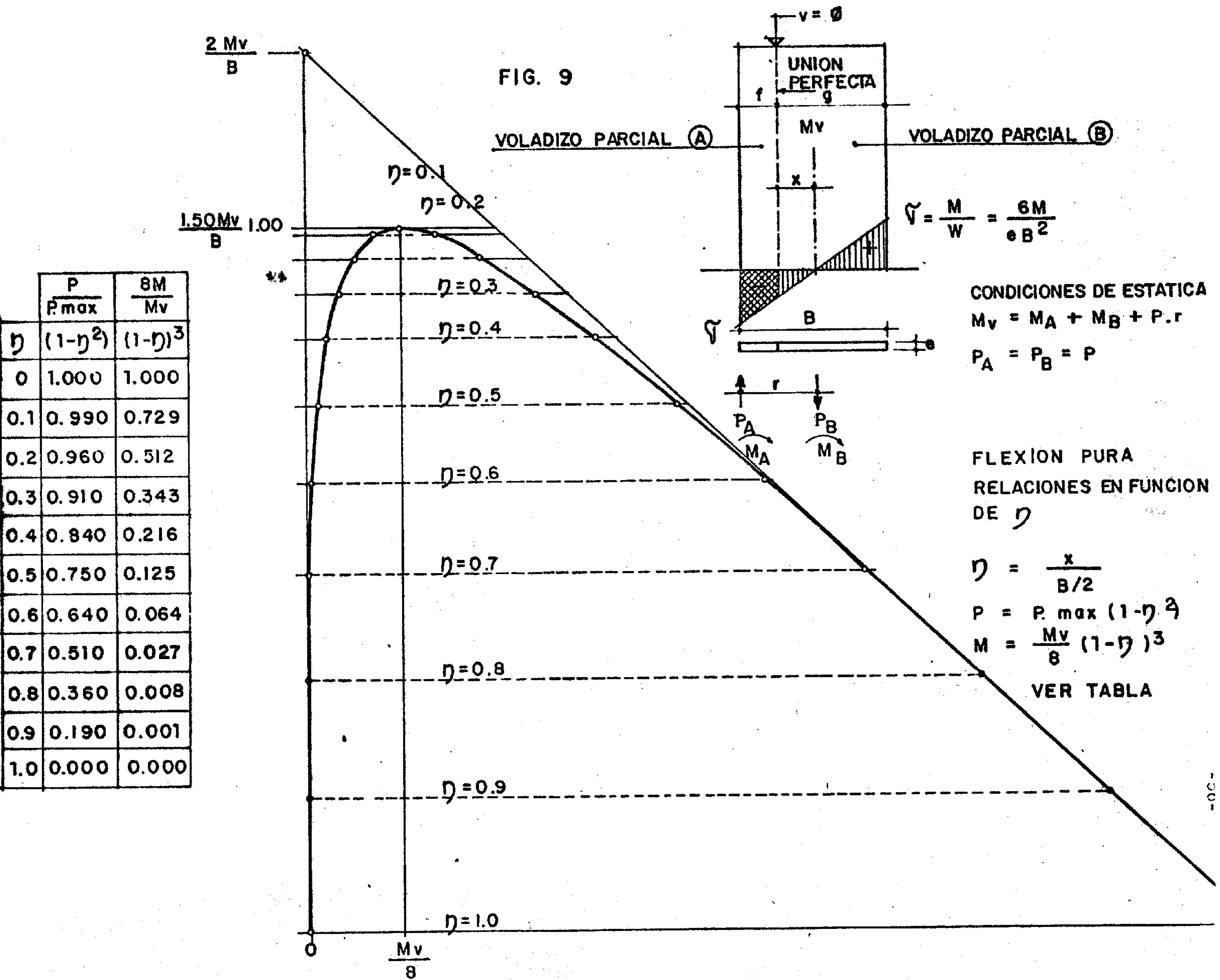


FIG. 8
ENVOLVENTES
Mv/8
Mv/(f/2+g/2+v)
Mv/(f/2+g/2+v)
TANGENTE A LA ENVOLVENTE GENERAL
Max. P = .75Mv/(f/2+g/2+v)
(AXIAL MAXIMA)
I
II
III
IV
V
VI
A
B
C
D
E
DINTELES MAS FUERTES
UN DINTEL EN PARTICULAR CON PANTALLAS VARIABLES
DINTELES MAS DEBILES
LIMITE DEL DINTEL V
ENVOLVENTE GENERAL
LIMITE DEL DINTEL V
DOMINIO DE EXISTENCIA DE P y M
MOMENTO MAXIMO
VANOS DESCENTRADOS
VANOS DESCENTRADOS
VANO CENTRADO
Mv/2
Mv

FIG. 9



η	$\frac{P}{P.max}$ $(1-\eta^2)$	$\frac{8M}{Mv}$ $(1-\eta)^3$
0	1.000	1.000
0.1	0.990	0.729
0.2	0.960	0.512
0.3	0.910	0.343
0.4	0.840	0.216
0.5	0.750	0.125
0.6	0.640	0.064
0.7	0.510	0.027
0.8	0.360	0.008
0.9	0.190	0.001
1.0	0.000	0.000

FIG. 10
CARGA VERTICAL NULA

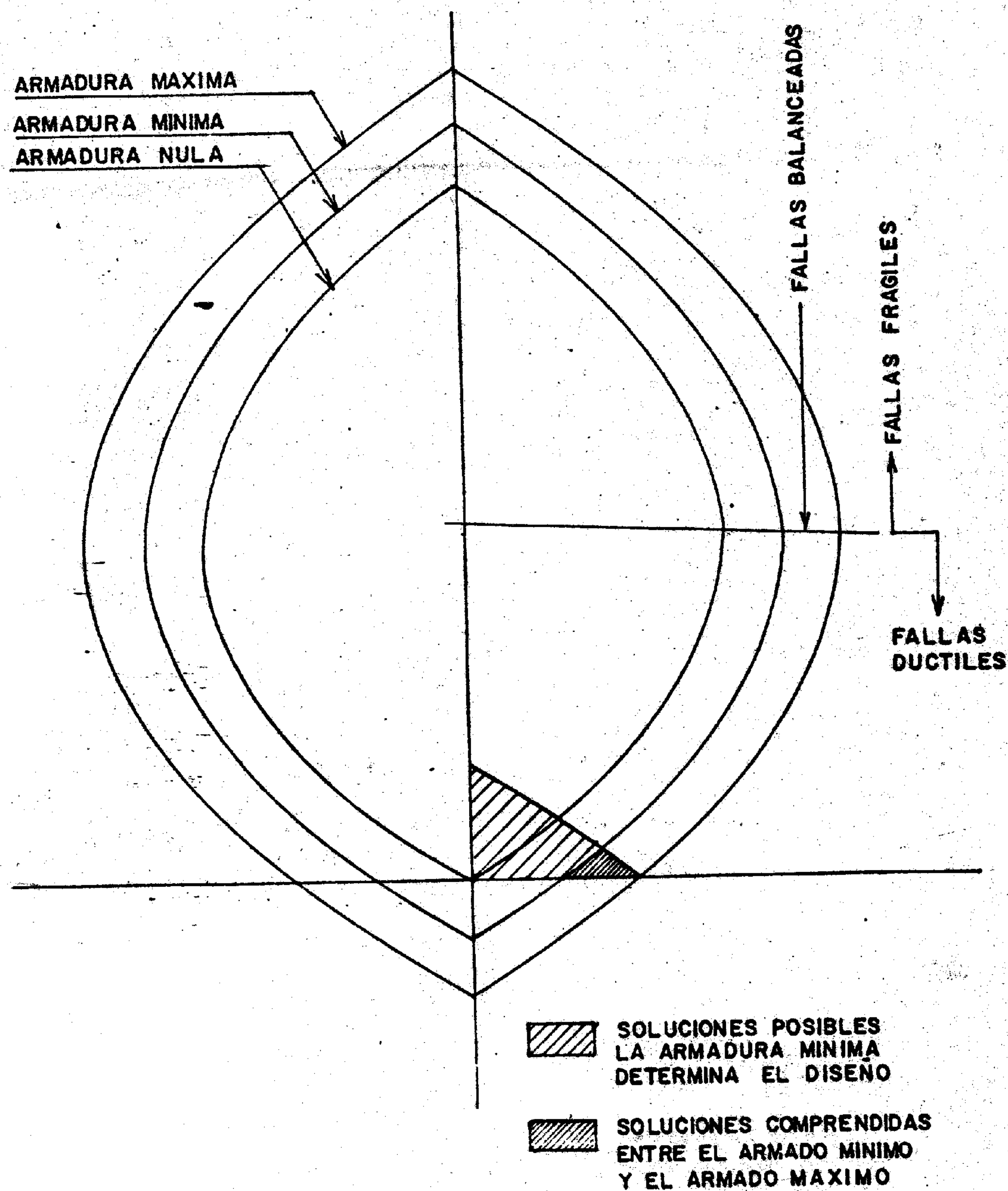


FIG. 11

CARGA VERTICAL MODERADA

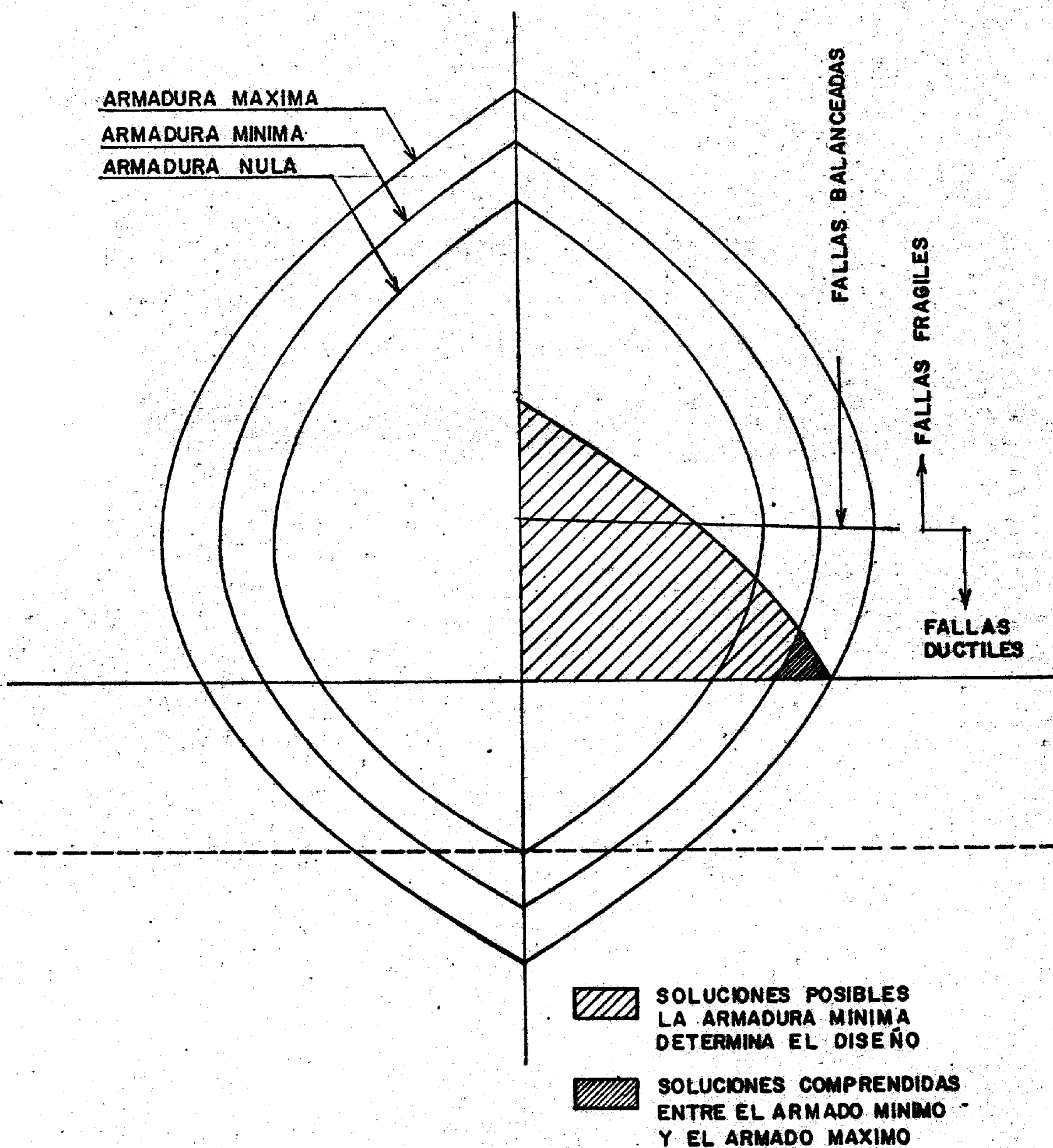
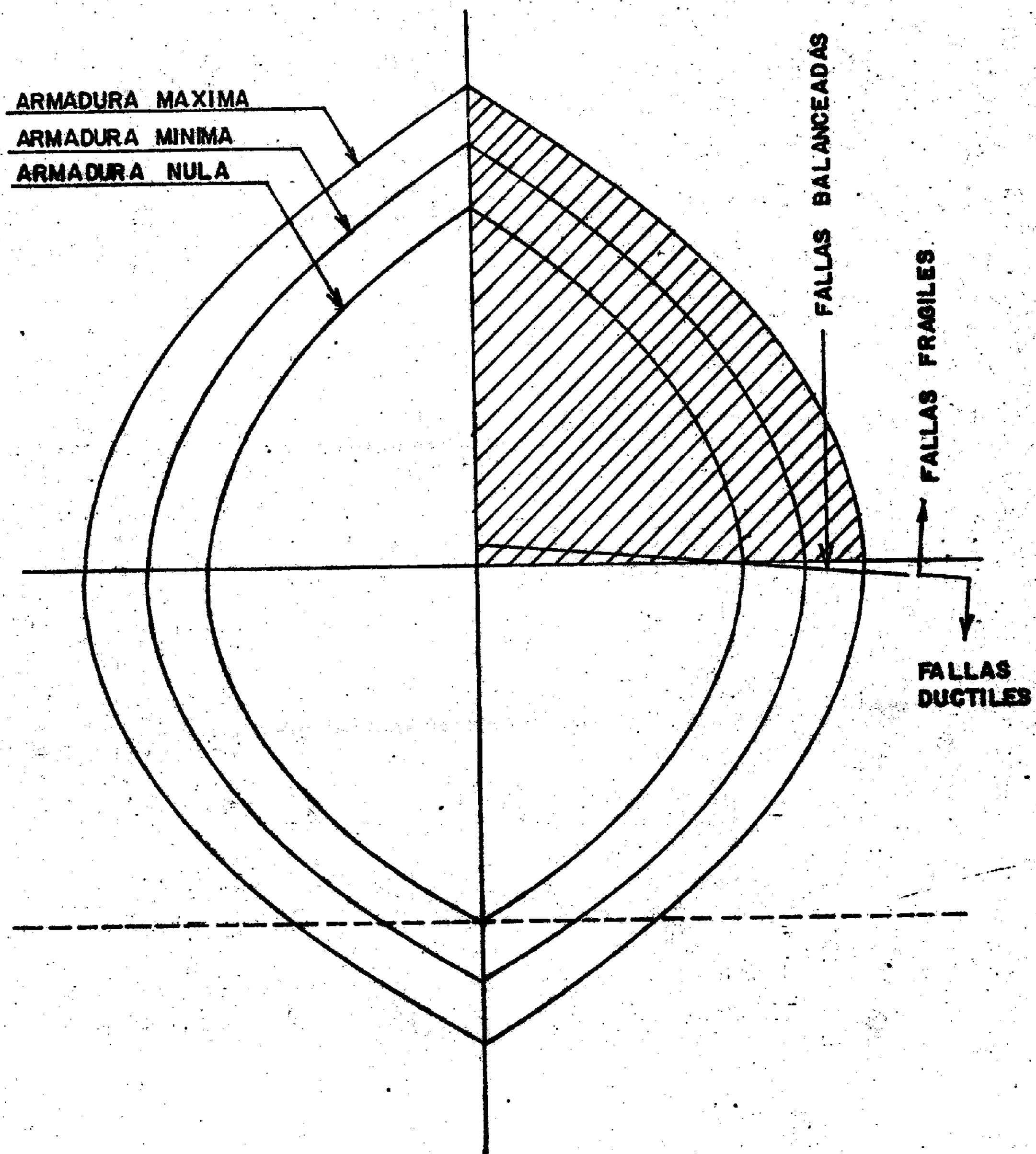


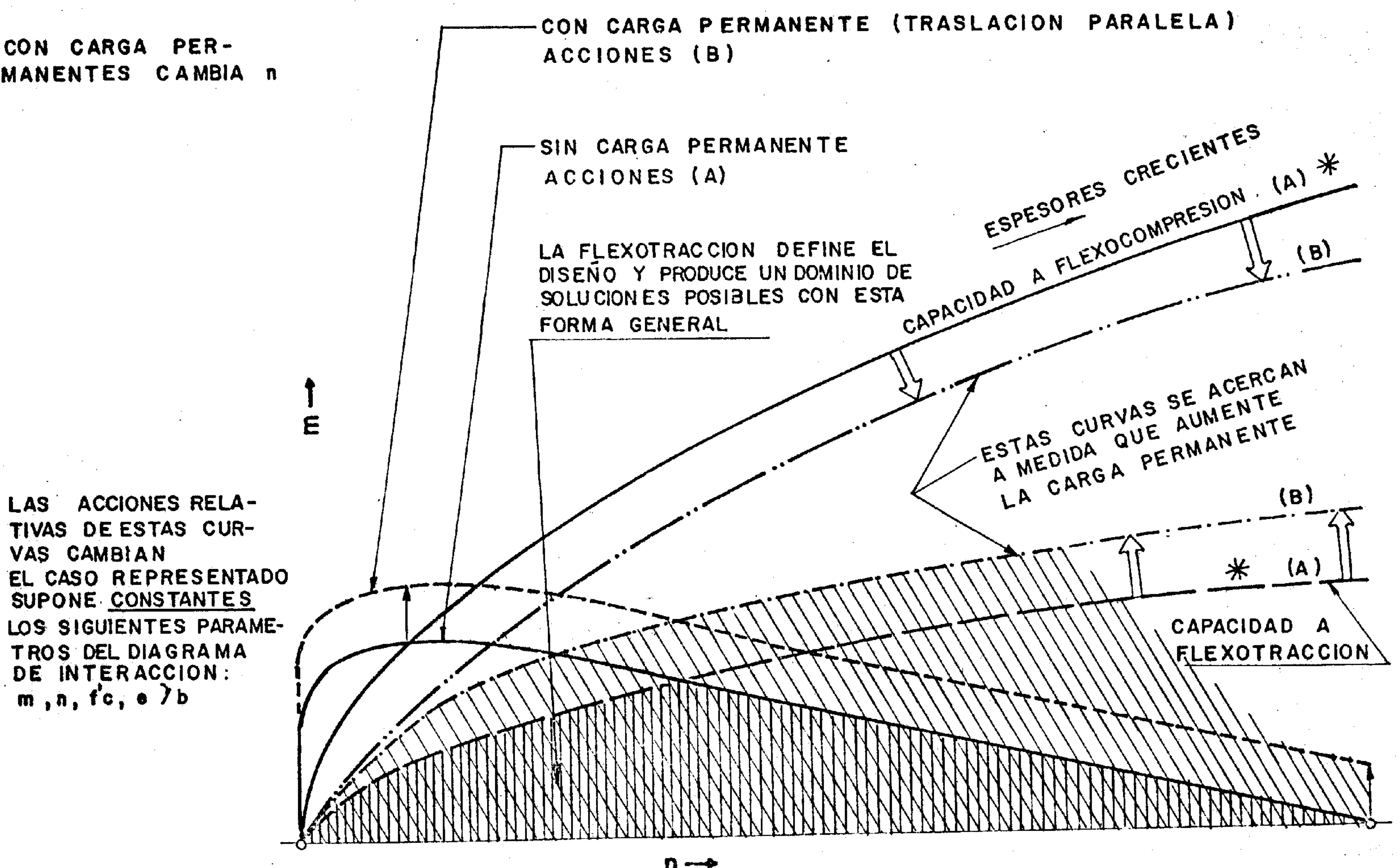
FIG. 12

CARGA VERTICAL BALANCEADA



NO EXISTEN SOLUCIONES QUE PRODUZCAN FALLAS DUCTILES

FIG. 13



CON CARGA PERMANENTES CAMBIA n
CON CARGA PERMANENTE (TRASLACION PARALELA)
ACCIONES (B)
SIN CARGA PERMANENTE
ACCIONES (A)
LA FLEXOTRACCION DEFINE EL DISEÑO Y PRODUCE UN DOMINIO DE SOLUCIONES POSIBLES CON ESTA FORMA GENERAL
ESPESORES CRECIENTES
CAPACIDAD A FLEXOCOMPRESION (A) *
(B)
E
ESTAS CURVAS SE ACERCAN A MEDIDA QUE AUMENTE LA CARGA PERMANENTE
(B)
* (A)
CAPACIDAD A FLEXOTRACCION
n
* LAS ACCIONES RELATIVAS DE ESTAS CURVAS CAMBIAN
EL CASO REPRESENTADO SUPONE CONSTANTES LOS SIGUIENTES PARAMETROS DEL DIAGRAMA DE INTERACCION:
m, n, f'c, e > b

5) PARAMETRO DE CAUCHY

PREDIMENSIONAMIENTO PARA CARGAS LATERALES POR TENSIONES CORTANTES

PARAMETRO DE CAUCHY, DIMENSIONAMIENTO PARA CARGAS LATERALES POR TENSIONES CORTANTES

En los párrafos que siguen, vamos a extender el empleo del número de Cauchy al predimensionamiento para cargas laterales (horizontales).

A riesgo de ser redundantes, pues ya se ha dicho lo mismo en otra parte de este trabajo, vale la pena recordar una verdad casi axiomática:

"Respecto a las cargas verticales (peso del edificio + cargas vivas) el coeficiente de seguridad de toda estructura es siempre mayor - que la unidad".

Si valoramos (absurdamente) ese mismo coeficiente tomando como carga lateral las mismas cargas verticales, nos encontramos que casi la totalidad de los edificios tienen factores de seguridad menores - que la unidad.

No fallan por la sencilla razón de que esas cargas laterales, son en la realidad una fracción de las cargas verticales.

A priori, podremos también notar que si las cargas laterales son de origen másico (inerciales) sólo es necesario especificar qué fracción del peso del edificio se convierte en acción.

No debe sorprendernos por tanto que si los códigos nos suminis - tren ambas de esa misma forma (coeficientes sísmicos y coeficientes de resistencia al corte relacionados con las resistencias a cargas normales), resulte que las fórmulas de predimensionamiento a cargas laterales se puedan expresar también en función del número de Cauchy en - contrado para cargas verticales, modificado por algún coeficiente de -

tipo estrictamente geométrico (o sea de la misma especie de los que mencionamos para edificios piramidales p. ej.).

Vamos, entonces, a tratar de seguir estos razonamientos para producir expresiones monomias aplicables al predimensionamiento por cargas laterales.

Comencemos por el caso más sencillo de todos, un edificio en el cual el área portante para cargas verticales es capaz de tomar la totalidad de las tensiones cortantes que se generen por efecto de las cargas laterales.

Por el momento vamos a ignorar el efecto de la combinación de tensiones (normales y cortantes), suponiendo que las solas tensiones cortantes pueden indicar el tipo de conducta que se espere de la estructura.

Consideremos entonces el caso de tensiones cortantes de origen sísmico,

Como bien sabemos, la resultante de las fuerzas sísmicas que consideramos en nuestros diseños es siempre una fracción del peso de la estructura.

Si aceptamos este hecho, no nos resultará difícil admitir la verdad de la siguiente afirmación:

$$(1) \qquad \text{Tensión tangencial Media debida a un Sismo} = \frac{\text{Una Fracción de la Tensión debida a las cargas verticales}}{\text{Una Fracción del Área Portante.}}$$

El denominador del 2° término de esta expresión indica simplemente

qué parte de las columnas (o pantallas) puede considerarse activa en la dirección del sismo que se considere, como ya lo hemos explicado.

Obviamente, la tensión tangencial media debida a un sismo no puede superar la tensión tangencial resistente que suponemos en los cálculos (aunque ésta sea, en realidad, ficticia pero usada como valor de referencia).

El código del ACI expresa esa tensión tangencial (cortante) resistente con una expresión de este tipo:

$$(2) \qquad v_u = \left[(K \sqrt{f'_c}) + \text{efecto de la armadura a cortante} \right] . \phi$$

El primer término del segundo miembro de (2) tiene dimensiones de Kg/cm^2.

El segundo término se puede expresar, en forma general como:

$\psi . p. f_y$ siendo ψ un factor de eficiencia del tipo de armado, p el porcentaje de armadura y f_y la resistencia del acero.

ϕ es el factor de minoración (adimensional) prescrito también por el código A.C.I.

Fijémonos también en que en la fórmula (1), como está escrita, la fracción de las tensiones normales que se "convierte" en tensión tangencial no es sino el llamado coeficiente de corte basal (el cual varía entre un 6% y un 15% en la mayoría de los casos contemplados por los códigos de Análisis Sísmico.

La Fórmula (1) tambien puede ser escrita así:

$$(1)' \quad \tau = \frac{f_c . C.B}{X} \quad \therefore \quad C.B = \frac{\tau . X}{f_c}$$

si $\tau = v_u$ tendremos:

Podemos entonces escribir

$$\text{CORTE BASAL RESISTIBLE} = \frac{\phi \left[\left(K \sqrt{f'_c} + \psi \ pf_y \right] \cdot \left[X \right] \right.}{\frac{Gh}{f_c}} \qquad (3)$$

pues ya hemos dicho que $f_c =$ (Presión normal). Si dividimos el numerador y el denominador del segundo término por f'_c éste no cambia y obtendremos:

$$\text{CORTE BASAL RESISTIBLE} = \phi \ \frac{\left[K \sqrt{f'_c} + \psi \ pf_y \right]}{\frac{Gh}{f_c}} \cdot \left[X \right] \cdot \frac{1}{f'_c} \qquad (4)$$

el cual puede interpretarse teniendo en cuenta que $\frac{f_c}{f'_c} = n$ (Parámetro de Cauchy).

$$C.B. = \frac{\left[X \right]}{n} \cdot \frac{(K \sqrt{f'_c} + \psi \ pf_y) \ \phi}{f'_c} \qquad (5)$$

o lo que es lo mismo:

$$\text{CORTE BASAL MAXIMO SOPORTABLE} = \frac{\left[\text{PORCENTAJE DE AREA PORTANTE X} \right] \cdot \left[\text{PORCENTAJE RESISTENTE DISPONIBLE PARA EL CORTE} \right]}{n}$$

El porcentaje resistente (de la resistencia disponible a compresión) $\left[\text{la expresión } \phi \ \frac{(K \sqrt{f'_c} + \psi \cdot pf_y)}{f'_c} \right]$ es del orden de un 5%, incluyendo la minoración $\phi = 0.7$, fijando un P mínimo del orden de 0.0025, f_y y $\psi = 1$ (Armadura típica de Edificios apantallados).

Por tanto puede usarse como fórmula de Estimación

$$\text{CORTE BASAL MAXIMO SOPORTABLE} \simeq \frac{X}{n} \cdot 5\% \qquad (6)$$

X es un parámetro que depende de la estructuración del edificio (100% en general para un pórtico, 50% para un edificio apantallado con doble simetría, menos del 50% para otros casos).

n es el parámetro de Cauchy.

Nótese como el término

$$\frac{\phi\,(K\sqrt{f'_c} + \psi\ p_y f_y)}{f'_c}$$

no cambia mucho, típicamente entre un mínimo de $\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{f'_c}$ y un máximo de $\frac{2.65\sqrt{f'_c}}{f'_c}$ los cuales corresponden (para $f'_c = 250\ Kg/cm^2$ a 3% y a 16%)el 2° valor es un máximo absoluto que no puede ser admitido sino en algunos miembros individuales, y no puede ser incrementado por la adición de armadura, corresponde a un P máximo de 1%, aprox.

El índice principal es, una vez más, el número de Cauchy.

Una estructura diseñada conservadoramente para carga vertical, automáticamente lo está para cargas laterales.

Debe, sin embargo, recordarse que en el caso de cargas de origen sísmico la ductilidad también es función de 1/n (a mayor n menor ductilidad), por tanto, para cargas laterales la seguridad debe decrecer según una expresión $\frac{1}{n^\gamma}$ siendo γ mayor que uno.

Este hecho se olvida con mucha frecuencia al predimensionar a sismos.

Para completar estas ideas, añadiremos los siguientes comentarios:

. Significado del parámetro X (o Y en la otra dirección).

Las fórmulas de predimensionamiento ofrecidas (3), (4), (5) y (6) están basadas en valores de V_c (ó τ) medios, estimados para todo el edificio.

Para esos valores medios es relativamente sencillo estimar los valores de (X) o (Y) que deban utilizarse en los cálculos.

En un edificio Aporticado con pórticos ortogonales regulares y con columnas razonablemente parecidas, X o Y toman el valor 1 (o 100%), puesto que todas las columnas toman corte en todas direcciones.

Si aplicamos los conceptos de Puntos Duros o Blandos en una estructura, podremos imaginar rápidamente que en este caso toda columna que por su mayor rigidez, gran sección, poca altura) o por su orientación (columnas alargadas orientadas según la dirección X o Y que analicemos, constituirán puntos duros, o sea que atraerán hacia ellas la mayor parte del cortante, por tanto las intensidades de cortante locales pueden superar largamente los valores medios que han servido de base a nuestros razonamientos.

Nótese que en este caso (Variaciones de rigidez atribuibles a los miembros, pero sin cambios bruscos de estructuración), todavía vale el que "el corte total resistido por la planta que analicemos es igual a la suma de las cortantes parciales", o sea que distribuyendo el corte total entre los miembros llegaremos a visualizar la distribución "verdadera". No ocurre así con aquellos edificios en los cuales los cambios de rigidez internos relativos no se deben a cambios de rigidez u orientación regulares en altura, sino en los que éstos se deben a la brusca interrupción o al brusco cambio de una estructuración regular.

En este caso, aunque suene paradójico, "La suma de los cortantes parciales (en valor absoluto) puede superar el Corte Basal total del edificio en esa planta".

La tendencia "suicida" de estas estructuraciones es raramente apreciada y es la responsable de muchos de los daños que se observan en estructuras irregulares sometidas a sismos.

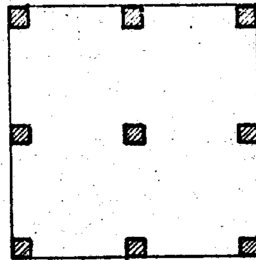
El hecho de que el sismo es una solicitación alternante y de que las tensiones cortantes producen los mismos daños con independencia de su signo tampoco se visualiza por los proyectistas con la frecuencia deseable.

. En estructuras Apantalladas (o Prefabricadas a base de paneles) el valor de X o Y es más fácil de visualizar, dadas las evidentes diferencias de rigidez que se presentan en un panel según sus dos direcciones (longitud y espesor).

Basta evaluar el área de las pantallas paralelas a cada dirección (X o Y) para estimar muy razonablemente los parámetros X o Y. En este caso X e Y son siempre menores que 1 (100%) y su suma es 100% en el caso de edificios con dos sistemas de pantallas claramente ortogonales entre sí.

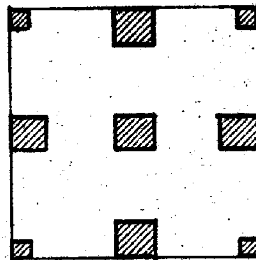
En el caso de edificios con pantallas en más de una dirección, pero con simetría radial, la suma de los diferentes X e Y para pares de ejes coordenados x, y diferentes, puede ser mayor que la unidad. Todos los conceptos anteriores serán mejor entendidos a través de las figuras que siguen:

Cada columna toma 1/9 parte del corte (Aproximadamente)

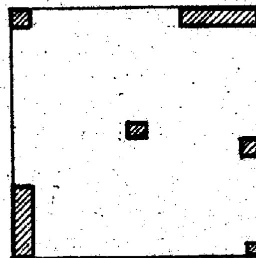


Edificio Aporticado Regular, con columnas uniformes

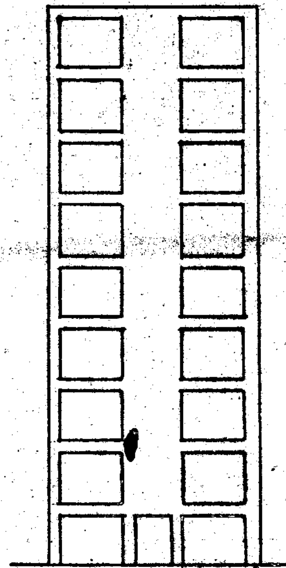
Las 5 columnas interiores toman <u>casi todo</u> el corte.
(Cada columna 1/5, comparado con el 1/9 anterior)



Edificio Aporticado Regular, con columnas no uniformes



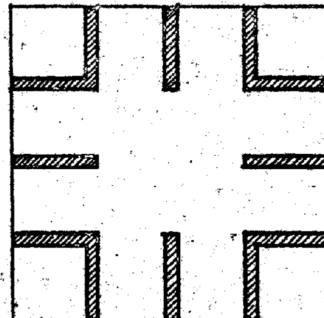
Mala distribución de columnas.
Produce atracción del cortante hacia las mas rígidas, que en este caso ademas, están descentradas



CAMBIO BRUSCO DE ESTRUCTURACION, PRODUCE UNA SUMA DE CORTANTES DE COLUMNAS (EN VALOR ABSOLUTO) MAYOR QUE EL CORTE BASAL TOTAL. ESTA ESTRUCTURACION TIENE TENDENCIAS "SUICIDAS"

ZONA DE DISCONTINUIDAD

CAMBIOS DE SIGNO EN LOS CORTANTES



EDIFICIO APANTALLADO REGULAR ORTOGONAL

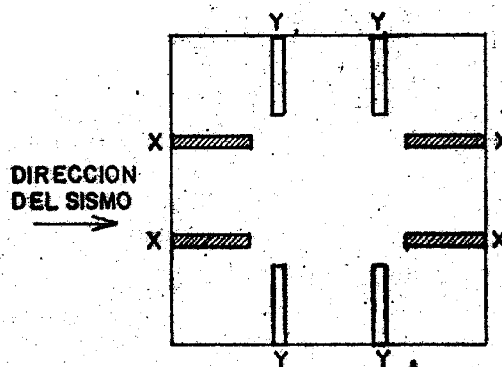
X ≅ Y = 50 %



EDIFICIO APANTALLADO CON

X ≈ 90 %

Y ≈ 10 %



Las pantallas x toman prácticamente todo el Sismo que actúa según X. Las pantallas y no se toman en cuenta ni siquiera en los cálculos refinados (¿"exactos'?) que se realicen para un proyecto normal.

Conviene aquí llamar la atención sobre el hecho de que un edificio apantallado es mucho más sensible que un edificio aporticado a los cambios de estructuración. (Debe recordarse que la inercia (rigidez) de una pantalla varía con el cubo de su dimensión mayor (que es usualmente la única que cambia en obra) y que a veces resulta increíble el resultado de los análisis de "Distribución de fuerzas sísmicas" de un edificio apantallado en el cual simplemente se ha abierto un sólo agujero en la planta baja (una puerta de la conserjería para sacar la basura, por ejemplo) o en los que se alargue una pantalla hacia el exterior (un "escalón" o "diente") con el fin de romper la monotonía de las fachadas.

Son frecuentes en estos casos Sumas de valores absolutos de Cortes Basales Mayores del doble del original, debido a esta "lucha" que se presenta entre los cortantes de direcciones contrarias que se generan por la acción estructural.

Este es, en definitiva, un caso extremo de "dureza" de tipo estructural.

- Los edificios de tipo pantalla son, sin duda mucho más sensitivos a los cambios de estructuración que los edificios aporticados.

En otro aparte hablaremos de las influencias que pueda tener en estos aspectos la distribución o rigidez relativa de los dinteles (o vigas de conexión) que aparecen siempre en estas estructuras.

6) PARAMATRO DE CAUCHY

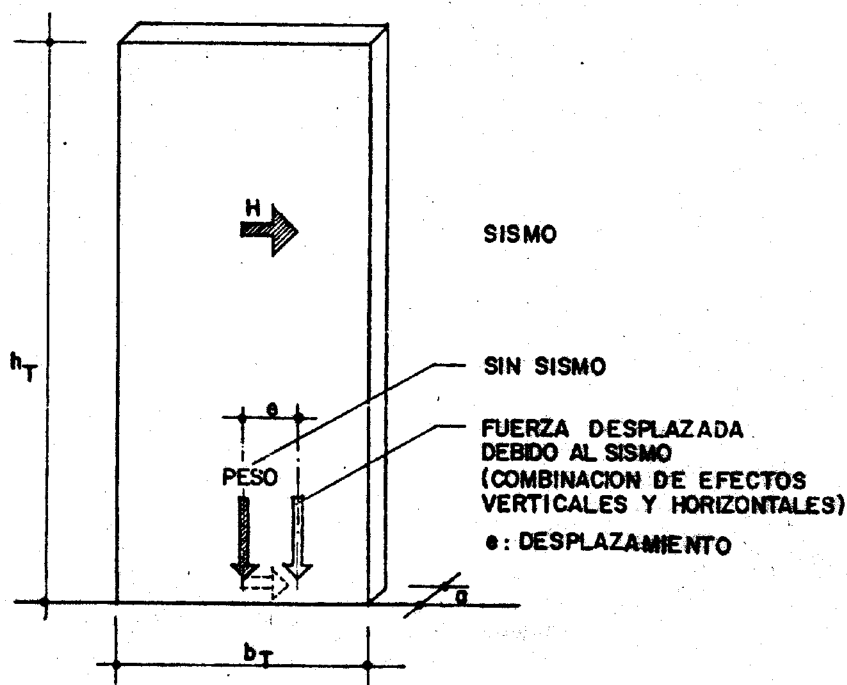
DIMENSIONAMIENTO LIMITE POR
RESISTENCIA A FLEXION
EMPLEO DEL PARAMETRO DE CAUCHY
PARA SU DETERMINACION
CASOS DIVERSOS. INFLUENCIA DE LA FORMA

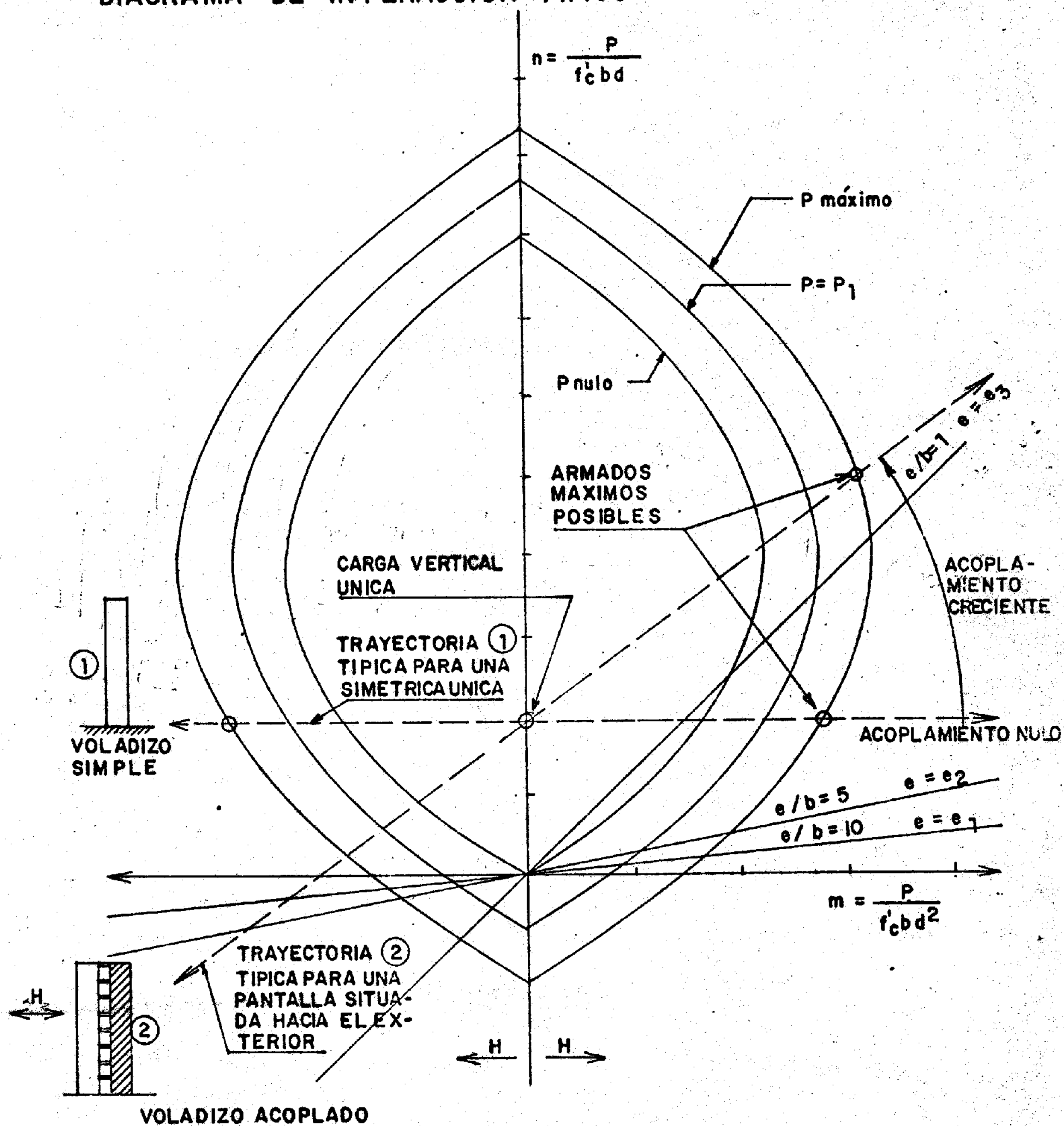
EDIFICIOS DE PANTALLAS
DIMENSIONAMIENTO PARA CARGAS LATERALES
LIMITES IMPUESTOS POR LA RESISTENCIA A FLEXION
Y POR LAS FUNDACIONES

Como continuación del caso anterior, dimensionamiento por tensiones cortantes, el cual resulta dominante en el caso de edificios apantallados de Media Altura, especialmente en los que poseen estructuraciones alargadas, con muchas pantallas en una dirección y muy pocas en la otra, y el cual generalmente se ignora en el diseño de edificios aporticados (actitud plausible si se siguiesen las prescripciones de los códigos bien planteados en este sentido, como por el ejemplo el ACI), entraremos a analizar el factor limitante para edificios Altos y Esbeltos, o sea su capacidad a flexión.

Nos limitaremos a analizar el caso más sencillo y más frecuente, que corresponde a pantallas rectangulares.

El dibujo siguiente aclarará los conceptos que manejaremos.




DIAGRAMA DE INTERACCION TIPICO
n = P / f'c b d
P máximo
P = P1
P nulo
ARMADOS
MAXIMOS
POSIBLES
e/b=1
e = e3
ACOPLA-
MIENTO
CRECIENTE
CARGA VERTICAL
UNICA
TRAYECTORIA 1
TIPICA PARA UNA
SIMETRICA UNICA
1
VOLADIZO
SIMPLE
ACOPLAMIENTO NULO
e/b=5
e = e2
e/b=10
e = e1
m = P / f'c b d2
TRAYECTORIA 2
TIPICA PARA UNA
PANTALLA SITUA-
DA HACIA EL EX-
TERIOR
H
2
H
H
VOLADIZO ACOPLADO

El desplazamiento e de la resultante de las fuerzas verticales - que actúan sobre la pantalla se puede hallar fácilmente, por cálculo vectorial.

$$e = h_T \cdot \frac{H}{P} = \text{altura x Coeficiente de Corte Basal x } \frac{2}{3}$$

Si la pantalla que consideramos abarca la totalidad de la anchura del edificio, el problema se puede tratar fácilmente, pues se reduce al mismo caso de una columna corta de concreto armado, podremos por tanto trabajar con un diagrama de interacción típico.

Nótese que hemos dibujado el diagrama completo, incluyendo la zona de flexotracción. (Fig. A).

Las rectas $e = e_1$; $e = e_2$ etc., dibujadas en línea llena corresponden a las presentadas en la mayoría de los diagramas de la literatura, o sea representan los casos típicos de excentricidad fija y cargas variables.

Las otras rectas o trayectorias dibujadas corresponden en cambio al caso de la acción de una carga lateral (horizontal) variable y a una carga vertical constante (Pantalla centrada) o función a su vez del sismo.

Las curvas mostradas en el diagrama son simplemente los sucesivos porcentajes de armadura de la pantalla.

Notemos entonces lo siguiente:

Si conocemos el valor de n (Parámetro de Cauchy) la posición de la trayectoria de cargas que corresponde a esta pantalla queda ya determinada, con seguridad en el caso de una pantalla centrada (trayectoria horizontal) o dentro de una zona razonable del diagrama si podemos estimar a priori el efecto del acoplamiento.

Nótese, además, que $m = \frac{M}{f'_c . ab . b} = n \cdot \frac{e}{b}$

y que $\frac{e}{b} = \frac{m}{n}$ (ADIMENSIONAL)

Dejemos por ahora el diagrama de interacción y volvamos a escribir nuestras fórmulas de un modo ligeramente diferente:

(1) Momento Sísmico $= M_v = H \cdot \frac{2}{3} h$ (Típicamente)

Si observamos, para todo el edificio (suponiendo que todas las pantallas están uniformemente solicitadas) puede escribirse:

(2) Peso $= P = P_u \cdot n \left[P_u = f'_c ab \right]$ (Definición)

Siendo P_u la Carga Axial límite de la pantalla y n el número de Cauchy entonces (3) $M_v = C.n.P_u \cdot \frac{2}{3} \cdot h$ (ACCION)

y (4) $M_R = P_u \cdot \frac{e}{b} \cdot b \cdot \hat{X} \cdot \varphi(n); \varphi(n) = n$ Si la trayectoria P,M es horizontal.

Hemos escrito $\frac{e}{b} \cdot b = e$ en esta forma por ser la manera típica de presentación de los diagramas de interacción de la literatura - (ACI SP-17A por ejemplo).

Con el factor $\hat{X}$ (Adimensional) tratamos de expresar el concepto de qué parte de la totalidad de la estructura colabora en la resistencia o flexión en la dirección x (equivalente $\hat{Y}$ para la dirección y).

Si el edificio está modulado o tiene sus pantallas orientadas según 2 direcciones ortogonales claras, es posible estimar este parámetro con suficiente precisión. Luego daremos algunos ejemplos gráficos.

Si ahora igualamos M_v y M_R (caso límite de capacidad del edificio) tendremos:

(5) $P_u \cdot \frac{e}{b} \cdot b\ (\hat{X}).n = C.n.P_u \cdot \frac{2}{3} \cdot h$

(6) $\therefore \frac{e}{b}$ límite $\cdot b \cdot \hat{X} = \frac{2}{3} \cdot h.c$

(7) $C_{MAX} = (\hat{X}) \cdot 1{,}5\ (e/b) \cdot \frac{b}{h} = \frac{1.5}{esbeltez} \cdot \left(\frac{e}{b}\right) límite \cdot \hat{X}$

GEOMETRIA ARMADO CONFIGURACION

Donde los términos del segundo miembro significan lo siguiente:

$(\hat{X})$: Fracción Estructural resistente a flexión. Nótese que $\hat{X}$ puede ser $\neq$ X (Cortante) (Variable Configuracional).

1,5 : FACTOR APLICABLE A LA DISTRIBUCION TRIANGULAR DE FUERZAS (Puede cambiarse para otras dis - tribuciones). En edificios podría variar entre 2 (Distribución Rectangular) y 1 (Estanque ele vado).

e/b : Una de las variables adimensionales que se presen tan en los diagramas de interacción típicos.

n : Número de Cauchy ($\frac{e}{b}$ es función de n)

b/h : $\frac{1}{\text{esbeltez del edificio}}$

Todas estas variables son cuantificables con precisión para cada caso, con la sola posible excepción de e/b (ó e/t como aparece en los ábacos del ACI).

Si examinamos una zona de los diagramas de interacción podremos - arbitrar los valores aplicables del cociente e/b . Sabiendo que :

$\frac{e}{b} = \frac{m}{n}$; pudiendo aproximarse bastante con la función $\frac{e}{b} = \frac{CONSTANTE}{n}$ (CONSTANTE $\approx$ m promedio en el diagrama.)

Notaremos que no varía mucho, típicamente entre 0.75 y 1.50 para casos usuales. Si $e/b_{max} = 1$ y $n_{max} \approx 0.15; 0.20$ (LO USUAL).

Como lo que nos interesa es un máximo, podemos por ejemplo tomar típicamente $p_{max} = 2\%$ y buscar en la curva correspondiente parejas de n y m, determinando e/b hasta e/b = 1; n < 0.20. (ADMITIMOS QUE LA RESULTANTE DE P y H SE DESPLACE ± b, O SEA LA ANCHURA DEL EDIFICIO) y tendremos, aproximadamente $e/b \approx 1$ entonces:

(9) $C_{MAX} = (\hat{X}) \cdot 1{,}5 \cdot 1 \quad \dfrac{1}{\text{esbeltez del edificio}}$

(10) $C_{MAX} = (\hat{X}) \cdot 1.5 \quad \dfrac{1}{\text{esbeltez del edificio}}$

Si $\hat{X} = 1/3$

$C_{MAX} = 0.5$ / esbeltez del edificio : $\left(\dfrac{\text{UN FACTOR}}{\text{ESBELTEZ}}\right)$

FORMULAS VALIDAS PARA UN EDIFICIO SOLIDO

Nótese que en un edificio con fundación directa e/b queda determinado por la máxima excursión de la resultante admisible por la fundación (No más de 1/6 a 1/4 de su anchura total).

CON FUNDACION DIRECTA, TENDREMOS:
(ANCHURA NO MAYOR QUE LA DEL EDIFICIO)

$$C_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{6} \cdot \hat{X} \cdot \frac{1}{\text{ESBELTEZ}} = 0.25 \cdot \frac{\hat{X}}{\text{ESBELTEZ}}$$

(7) $C_{MAX} = (\hat{X}) \; . \; 1{,}5 \; (e/b) \; . \; \frac{b}{h} \; = \frac{1.5}{\text{esbeltez}} \; \cdot \; \left(\frac{e}{b}\right) \text{límite} \; . \; \hat{X}$

GEOMETRIA ARMADO CONFIGURACION

Donde los términos del segundo miembro significan lo siguiente:

$(\hat{X})$: Fracción Estructural resistente a flexión. Nótese que $\hat{X}$ puede ser $\neq$ X (Cortante) (Variable Configuracional).

1,5 : FACTOR APLICABLE A LA DISTRIBUCION TRIANGULAR DE FUERZAS (Puede cambiarse para otras distribuciones). En edificios podría variar entre 2 (Distribución Rectangular) y 1 (Estanque elevado).

e/b : Una de las variables adimensionales que se presentan en los diagramas de interacción típicos.

n : Número de Cauchy ($\frac{e}{b}$ es función de n)

b/h : $\frac{1}{\text{esbeltez del edificio}}$

Todas estas variables son cuantificables con precisión para cada caso, con la sola posible excepción de e/b (ó e/t como aparece en los ábacos del ACI).

Si examinamos una zona de los diagramas de interacción podremos arbitrar los valores aplicables del cociente e/b . Sabiendo que :

$\frac{e}{b} = \frac{m}{n}$; pudiendo aproximarse bastante con la función $\frac{e}{b} = \frac{\text{CONSTANTE}}{n}$; CONSTANTE $\approx$ m promedio en el diagrama.

PREDIMENSIONAMIENTO

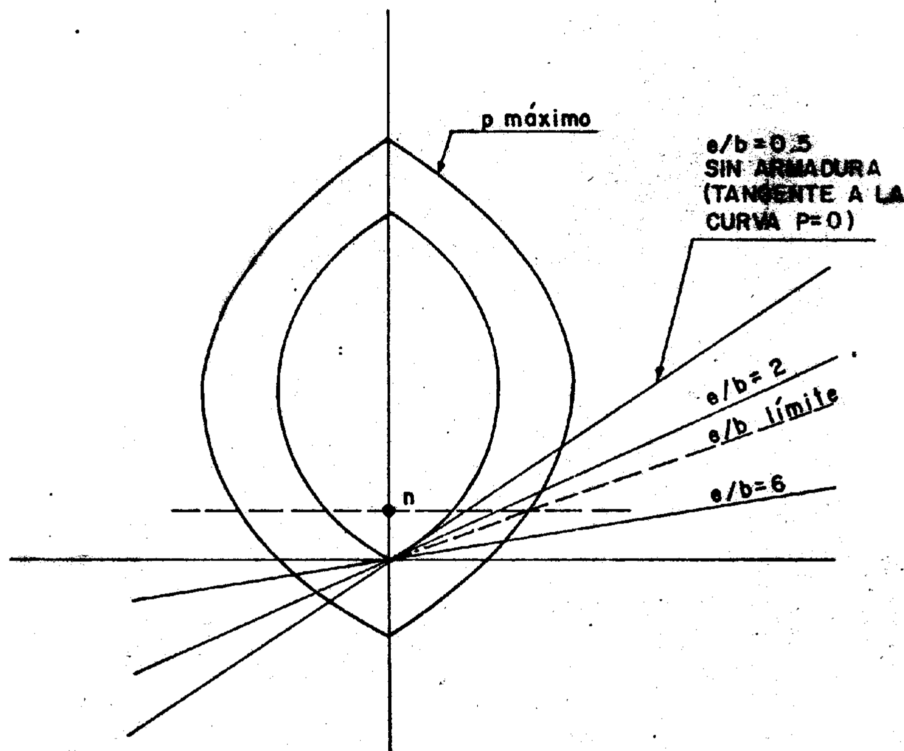
Escribamos de nuevo la ecuación 8 para un edificio real, no sólido

$$C.B. = 1.5 \quad e/b \quad x \quad \frac{b}{h} \cdot\cdot (\hat{X}) \; . \; \hat{\alpha} \;/\; \alpha$$

1/esbeltez NOTESE LA INCLUSION DE $\hat{\alpha}$

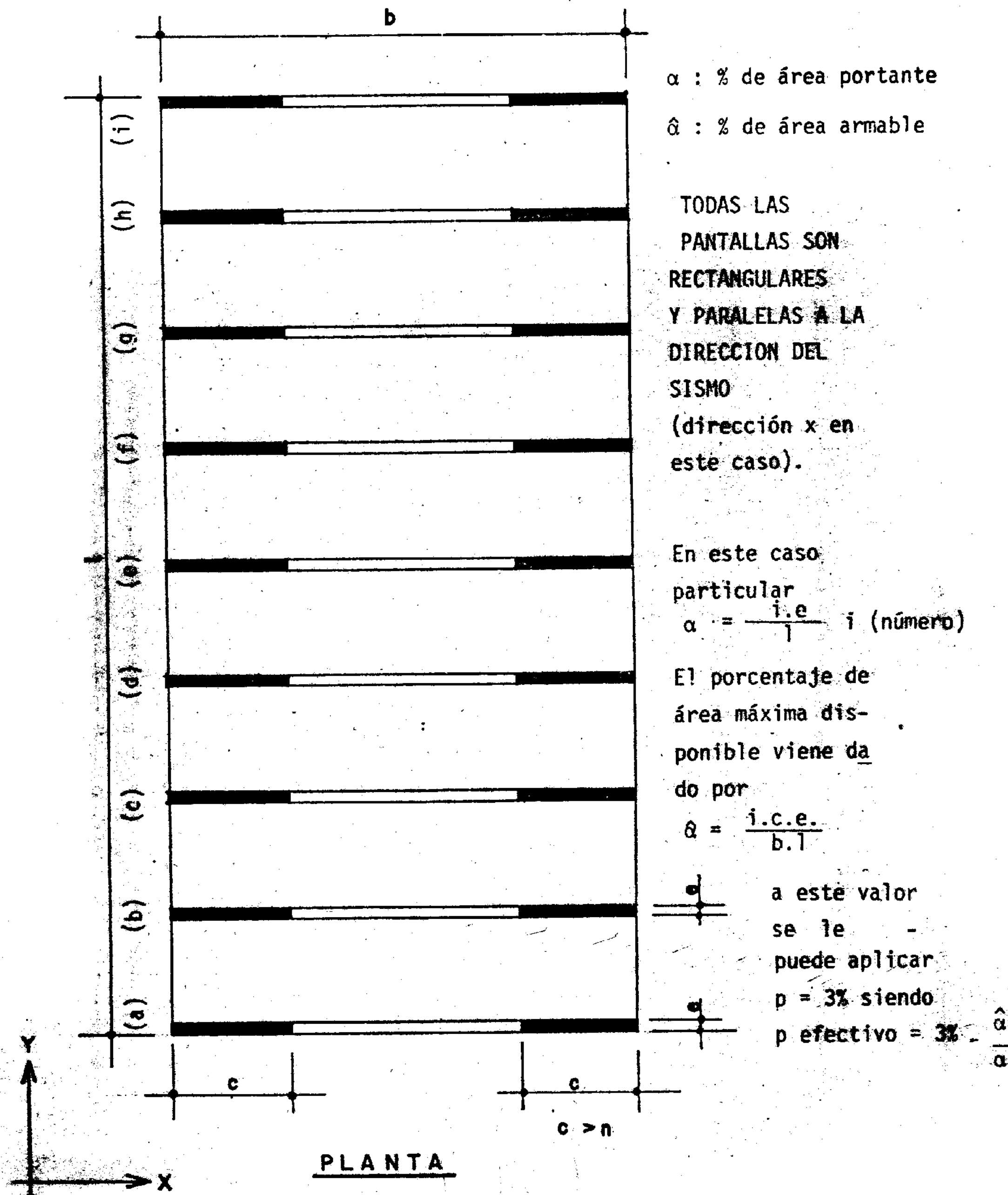
$$\text{CORTE BASAL} = 1.5.\left(\frac{m}{n}\right) . \frac{b}{h} . \hat{X}$$

e/b puede variar entre 0,5y 1.5siendo su valor dado por el porcentaje máximo de armadura que se pueda colocar. Para determinar el valor



e/b que puede resultar del armado máximo posible es necesario realizar una estimación referida a todo el edificio. Es necesario entonces introducir el concepto de $\hat{\alpha}$, la porción del área portante α que resulte - armable con cordones.

El caso más fácil, y más favorable, es el siguiente:



Las zonas sombreadas, de dimensiones e x c corresponden a las cabezas de las pantallas.

Como veremos más adelante, esas cabezas no deberían tener dimensiones menores que b.n (anchura x Parámetro de Cauchy) y, desde el punto de vista práctico, no mayores de b/4.

Si aplicamos a esas zonas las limitaciones de armado que establece el ACI para columnas en zonas sísmicas, o sea un máximo absoluto de p = 6% para la totalidad de la sección, tendríamos un p_{max} referido a cada cabeza de 3%, el cual, por razones prácticas, no - puede ser logrado (Congestionamiento de hierros) siendo un límite - práctico alrededor de p = 1.5% por cabeza o sea un 3% total (MITAD del de una columna normal). Con este valor se puede calcular $\frac{m}{n}$, usando m, en la práctica, una constante (Promedio).

Las fórmulas anteriores (1) a (7), han sido planteadas para la totalidad del edificio y los diagramas de interacción que utilicemos también se refieren a la totalidad del edificio, supuesto sólido.

La aparición de $\hat{X}$ como multiplicador refleja el hecho de que no toda la planta del edificio puede tomarse como "base" de la columna ideal rectangular que consideramos en los diagramas de interacción que hemos utilizado. $\hat{X}$ que es una variable configuracional, que refleja la eficiencia direccional de una estructuración.

De los otros parámetros que hemos analizado, dos de ellos son - afectados por la disposición en planta del edificio, en forma apreciable.

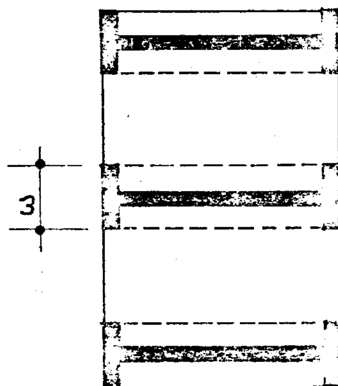
Ellos son e/b y $\frac{b}{h}$ (Excentricidad límite y Esbeltez)

El primero de ellos (e/b) se ve afectado por el hecho de que no toda la planta del edificio puede utilizarse para computar porcentaje de armado límite, el cual fija el e/b límite.

En primera aproximación, el porcentaje que hemos mencionado 3%, debe ser multiplicado por el factor $\frac{\hat{\alpha}}{\alpha}$ o sea $p_{práctico} = p_{máximo} \cdot \frac{\hat{\alpha}}{\alpha}$ [redacted], para tomar en cuenta la menor disponibilidad de área.

$$\hat{\alpha}\ máxima = \alpha$$

Este procedimiento debe ser afinado en el caso de que las secciones disponibles para las pantallas sean del tipo T o equivalente, como lo indica la figura siguiente:

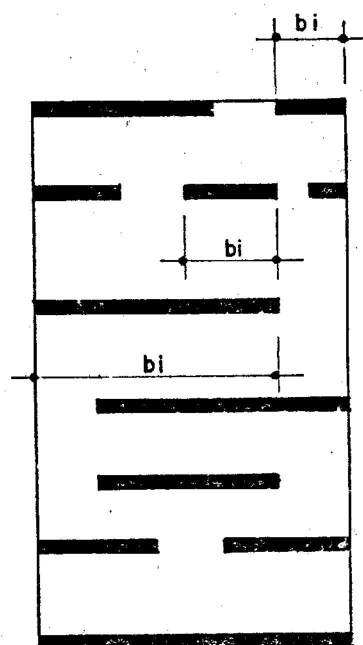


NOTA:
en este caso α no es un buen indicador de la capacidad de armado de la Sección.

El α efectivo para este propósito oscila entre un mínimo referido a la sola alma (aprox.) y un máximo referido a la anchura ω de las alas.

En este caso, el porcentaje de armadura que se puede colocar crece, permitiendo mayores valores e/b.

Otro caso que debemos considerar es el de pantallas fragmentadas, como es el ejemplo de la figura que sigue.



$b_{efectivo} \approx \frac{\Sigma bi}{n}$

o mejor aún

$b_{efectivo} \approx \frac{\sqrt{\Sigma b_i^2}}{n}$

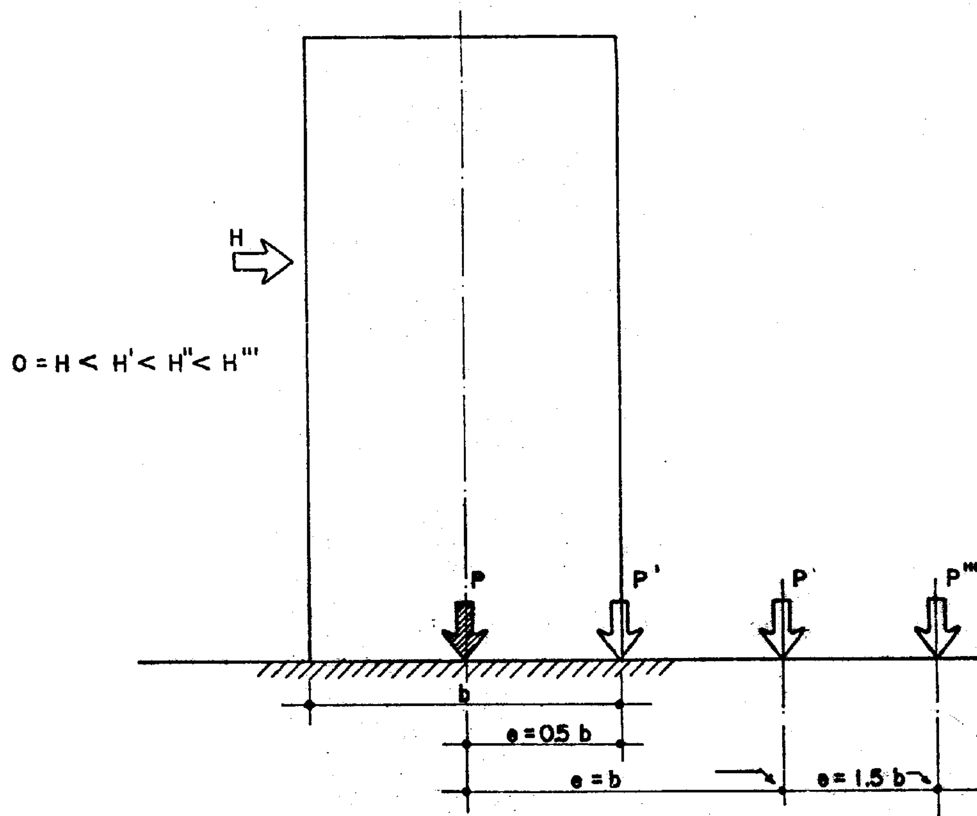
como índices.

En este caso, donde no hay regularidad, lo pertinente es tomar un valor de b que se acerque al promedio de las anchuras de pantallas. Equivale esto a reducir la anchura disponible del edificio, o sea el valor b.

En todo caso, si analizamos varios diagramas de interacción, encontraremos que los valores de e/b realmente utilizables, contando el caso de la armadura mínima prescrita por los códigos (0.33% por cabeza, 0,66% referido al total) oscila entre los valores e/b = 1 y e/b = 2.

Tratemos ahora de encontrarle significado físico a estos números.

Volvamos a nuestro edificio con una vista de perfil

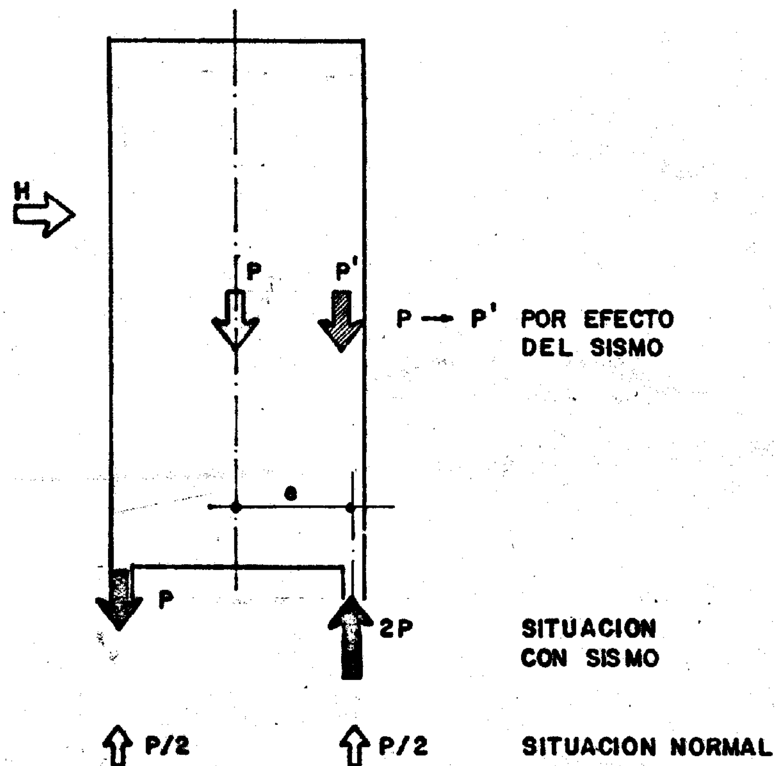


e/b representa el desplazamiento del peso P del edificio por efecto de H.

Observando esta figura podremos notar que hay otros factores que limitan el máximo e/b disponible.

Si tenemos una fundación directa, p. ejemplo, "e" tiene que ser menor que la semianchura de la fundación.

Si tenemos pilotes y aceptamos una tracción en ellos igual a su carga de trabajo, y una compresión por efecto del sismo del doble de su carga de trabajo, tendremos el caso siguiente:

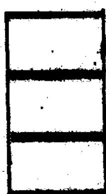


e no puede superar la distancia del pilote más alejado del centro de la estructura. Si las tracciones deben limitarse, e admisible se hace aún menor.

Nos queda todavía por evaluar el factor $\hat{X}$ para poder entender la fórmula en su totalidad.

Hagámoslo con ejemplos:

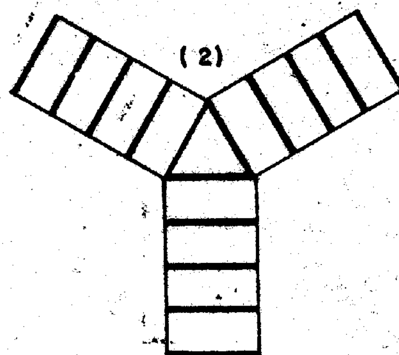
$\hat{X}$ = 100 %



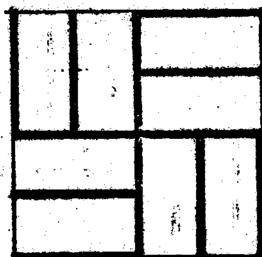
(1)

$\hat{X} \approx$ 60 %

(2)

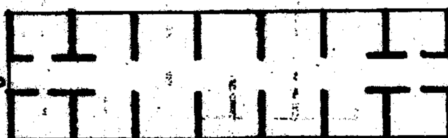


$\hat{X}$ = 50 %



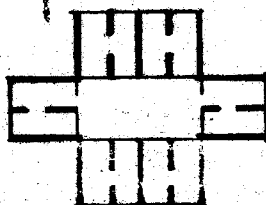
(3)

$\hat{X} \approx$ 25 %

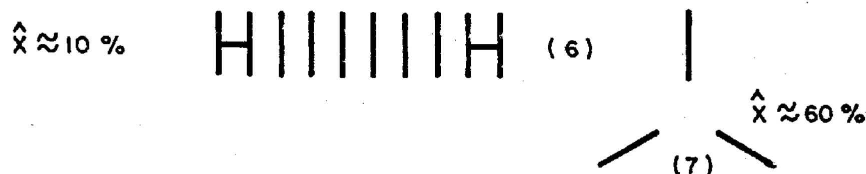


(4)

$\hat{X} \approx$ 30 %



(5)



$\hat{X}$ en definitiva representa la eficiencia de la estructura al tomar sismos en la dirección que consideramos. En un pórtico, $\hat{X}$ o $\hat{Y}$ pueden valer 100%, en un edificio de pantallas $\hat{X}$ o $\hat{Y}$ valen siempre menos de 100% - ESTOS FACTORES MIDEN QUE PORCION DEL TOTAL DE - SOPORTES DE CARGAS VERTICALES ES ACTIVA PARA CARGAS HORIZONTALES (A FLEXION) - (PARA CORTANTES HEMOS DEFINIDO OTROS PARAMETROS X, Y DIFERENTES).

Nota: en un caso como el (2) o el (7), la suma de $\hat{X} + \hat{Y}$ puede ser mayor que 100%, debido a que las pantallas, al no ser perpendiculares entre sí, pueden actuar en más de una dirección.

Volvamos entonces a nuestra Fórmula de Predimensionamiento:

$$C = 1.5 \,.\, e/b \,.\, \frac{b}{h} \,.\, X = \frac{3}{2} \,.\, \frac{m}{n} \,.\, \frac{b}{h} \,.\, \hat{X}$$

Tratemos de dar valores típicos.

Sea un edificio del tipo (3) donde claramente $\hat{X}$ = 50% si h = 50 metros , b = 10 metros (20 pisos) si tenemos n = 0.15; f'_c = 250 Kg/m² .

NOTA: $\hat{\alpha} < \alpha/5$ si el edificio no tiene pantallas en forma de T o doble T.
$\hat{\alpha} \geq \alpha/5$ si el edificio tiene pantallas en T o doble T.

Obtendremos:

$$C = 1.5 \,.\, e/b \,.\, \frac{10}{50} \,.\, 0.50 = 0.15\ e/b$$

Si e/b admisible = 2 C = 0.30
Cambiemos ahora n haciendolo n = 0.10 (crecerá e/b)

NOTA: $1.5\,\frac{b}{h}$ puede sustituírse por $\frac{h}{h_T}$ (caso general)

e/b puede ahora valer p. ej. 1.5.

$$C = 1.5 \cdot e/b \cdot \frac{10}{50} \cdot 0.50 = 0.23$$

Nótese lo siguiente:

Si disminuímos n, C crece no sólo porque n figura en el denominador del segundo término del segundo miembro, sino también al permitir mayores valores de e/b (para porcentajes máximos de armado equivalentes) y al cambiar el término $\hat{\alpha}$ (función de 1/n) Nota: e/b crece al disminuír n. Como $\frac{\text{CONSTANTE}}{n}$

Nótese lo siguiente: Si el edificio debe tener una fundación directa de anchura no mayor que b y no deben admitirse tracciones (o despegues), caso si se quiere un poco teórico, e/b debe valer 1/6 (Extremo del núcleo de una sección rectangular).

Si fijamos e/b en 1/6, $\hat{X} = 0.25$ (VALOR TIPICO)

$$C = 1.5 \cdot \frac{1}{6} \cdot 0.25 \cdot \frac{b}{h} = 0.063/\text{esbeltez}$$

(MUY BAJO)

REINTERPRETACIONES DE LA FORMULA DE PREDIMENSIONAMIENTO

(a) $C = 1.5 \cdot e/b \cdot \hat{X} \cdot \frac{b}{h}$

(b) $C = 1.5 \cdot \frac{m}{n} \cdot \hat{X} \cdot \frac{b}{h}$

CORTE BASAL LIMITE POR FLEXION

(1.5)	Factor de Forma de la distribución Sísmica (1.5 para la distribución triangular
(e/b)	Desplazamiento Admisible de la resultante vertical (en % de la base) Función del Armado y de las posibilidades de Fundar.
$\frac{1}{n}$	Inverso del Número de Cauchy
$\hat{X}$	Factor de Estructuración
$\frac{b}{h}$	Esbeltez del edificio
α	% de Area Portante
$\hat{\alpha}$	% de área armable
$\frac{m}{n}$	Puede aproximarse bastante bien por $\frac{\overline{m}}{n}$ $\overline{m}$: valor medio de m en el intervalo considerado del diagrama de interacción.

Si la Reescribimos, (a)
en otra forma:

(c) $C = 1.5 \times m \cdot \hat{X} \cdot \frac{b}{h^2} \cdot \frac{\alpha f'_c}{G}$; (Sust. n)

(d) $C = 1.5 \cdot m \cdot \hat{X} \cdot \frac{Gb}{\alpha f'_c} \cdot \frac{1}{n^2}$

(e) $C = 1.5 \cdot m \cdot \frac{\hat{X}}{\alpha} \cdot \frac{b}{h_{FICTICIA}} \cdot \frac{1}{n^2}$

Comentarios

En (a) todos los términos son Adimensionales. Nótese como el corte basal es directamente proporcional a la esbeltez del edificio (b/h) e inversamente proporcional al inverso del número de Cauchy - (Factor de Predimensionamiento) en la fórmula (b).

En (c) se puede ver qué ocurre si h, b, α, f'_c y G son constantes(*). En (e) aparece el concepto de "esbeltez ideal" pues el término $\frac{G}{f'_c} = \frac{\text{Peso unitario del edificio}}{\text{Resistencia del concreto}}$ es el inverso de una altura, (la altura máxima que puede alcanzar un monolito sólido - ideal que tenga el peso unitario del edificio y la resistencia del - concreto del cual está hecho).

Vista de este modo y considerando que 1.5 o su equivalente es prácticamente una constante e/b no varía mucho (1 a 2 más o menos) y que además aumenta al disminuír n y que $\hat{X}$ y b son factores "Arquitectónicos" y que $\hat{a}$ es una función de la estructuración nos encontramos con el hecho notable de que la resistencia máxima a cargas laterales de un edificio decrece con el cuadrado del factor de predimensionamiento (G y f'_c cambian muy poco). Esta es la situación(*) que confronta un Ingeniero cuando un Arquitecto le pide que le "calcule" el edificio, dados EL SISTEMA, LA ALTURA, LA ANCHURA LAS COLUMNAS Y LOS MATERIALES, QUEDANDOLE COMO TAREA SOLO LA DE "PONERLE LAS CABILLAS".

El terremoto de Caracas de 1967 probó que la tendencia predicha por esta fórmula es verdadera.

El parámetro que mejor correlacionó con las observaciones de daños documentados fué precisamente este parámetro n, juzgándolo por los mayores valores arbitrales para, b; e/b; $\hat{X}$ y $\hat{\alpha}$.

El parámetro e/b es más fácil de juzgar y arbitrar, pues depende, en definitiva de las condiciones de fundación.

El factor 1.5 podrá bajar algo (hasta 1.3 quizá, si el edificio se analiza dinámicamente. Es, sin embargo, menos variable que todos los demás.

En resumen, para edificios Regulares, compuestos de pantallas ortogonales entre sí y de sección rectangular todas ellas, la fórmula es bastante exacta.

Es pesimista si las pantallas son en T o doble T.

y es opinable si $\hat{X}$ y $\hat{Y}$ no son claramente arbitrales.

Presenta, sin embargo, todas las influencias importantes en forma de Monomio.

El parámetro $\hat{\alpha}$ debe interpretarse como el indicador de la eficiencia de forma de las pantallas en cuanto a su armado.

$\hat{\alpha}$ puede ser mayor que α si cambiamos las pantallas rectangulares en pantallas T o doble T.

Parecería que $\hat{X}$ y $\hat{\alpha}$ representasen la misma cosa. No es así, pues $\hat{X}$ depende de la ORIENTACION de los sistemas de pantallas que puedan considerarse activos en esa dirección. (Magnitud vectorial).

α, en cambio es un factor de forma atribuible a una, varias o todas las pantallas. Es, en principio un escalar.

La fórmula que ofrecemos, aunque pueda parecer de difícil aplicación, nos dice desde un principio si una estructuración es imposible o nó.

PARAMETROS GEOMETRICOS DE EDIFICIOS
DESCRIPCION GENERAL. EVIDENCIAS ESTADISTICAS

PARAMETROS GEOMETRICOS DE EDIFICIOS

A continuación vamos a describir una serie de parámetros generales de tipo geométrico, cuyo fin primordial es describir un sistema complejo (La estructura de un edificio) a través de índices lo más simples posibles.

Comenzaremos con el concepto de área portante.

Definimos como área portante de un edificio (con dimensiones de superficie) a la suma de todas las áreas horizontales de las columnas o pantallas cuya misión primordial sea la de soportar cargas verticales.

Como porcentaje de área portante (Sin dimensiones, pues es una relación) definimos al cociente entre el área portante antes definida y la superficie de ubicación del edificio.

Resulta intuitivo el que a medida que el peso de un edificio aumenta, debe aumentar el área portante (a igualdad de materiales) y que a medida que incremente la altura de éste, el área ocupada por las columnas, en relación al área de planta, debe aumentar.

Estos conceptos se utilizan en la práctica de una manera parcial, al aplicar los métodos usuales de predimensionamiento basados en el cálculo o estimación de las áreas tributarias de una determinada columna cuya sección se desee fijar.

No es corriente encontrarla referida a la totalidad del edificio, como haremos en este trabajo.

Nótese que el porcentaje de área portante, que puede interpretarse como la "densidad de Soportes" de un edificio, es una variable intensiva y, desde el punto de vista estadístico, un valor medio de una variable, que debe ser complementado con alguna otra estadística que mida su dispersión.

Es fácil juzgar la insuficiencia de este atributo cuando tenemos valores que están por debajo de algún índice "típico" de aceptabilidad, pero no es aplicable, en general, como criterio de aceptabilidad, pues él sólo no nos da una idea cabal de cómo han sido distribuídos los soportes en la superficie de la planta pues la irregularidad de estos últimos puede ser excesiva.

No entraremos en estos detalles dentro de este trabajo, pero podemos mencionar algunos criterios que deberían cumplirse con este parámetro en edificios bien predimensionados.

Nótese cómo, si miramos a este parámetro como una medida de la "densidad de soporte", podemos simultáneamente verlo como índice de "distribución de resistencias". Dicho de otro modo, las siguientes tendencias son deseables para un buen prediseño:

a) El % de área portante debe crecer hacia las zonas más cargadas de un edificio.

b) El centro de gravedad del conjunto de soportes de un edificio (coincidente con el C. de G. de distribución de "densidades de soporte") debe coincidir con la resultante de las cargas verticales (pesos) que se transmiten al terreno, en un diseño óptimo.

c) La "densidad" de soportes (columnas, pantallas) de un edificio, a igualdad de otros parámetros, debería ser uniforme o crecer hacia afuera si pensamos en la influencia de las cargas horizontales (Viento y Sismo), las cuales tienden a desplazar la resultante general de las cargas verticales hacia el exterior del edificio, lo contrario disminuye la estabilidad ante cargas laterales.

d) Un edificio bien estructurado tiende a repartir sus cargas del modo más uniforme posible, sin zonas "duras" que atraigan cargas y requieran de fundaciones localmente más fuertes. También

esas zonas "duras" tienden a producir concentraciones de refuerzos y una disminución grande de la seguridad general si llegan a fallar, especialmente bajo la acción de cargas horizontales.

e) Son excepciones a la regla anterior las estructuras mixtas "tubo en tubo" o "pórticos-pantallas", si están bien concebidas - puesto que allí entran en juego conceptos de acciones y resistencias diferenciales (Repartos diferenciados de cortantes y axiales p. ejemplo), optimizando cada pieza para funciones diversas.

Pasando ahora del campo teórico al campo experimental, presentaremos a continuación algunos comentarios referentes a una estadística práctica llevada a cabo sobre una muestra de más de medio centenar de edificios.

El Gráfico N° 1 presenta en forma global la muestra analizada. Se ha tomado como variable independiente la altura de los edificios y como variable dependiente el porcentaje del área portante.

Con objeto de hacer comparables los casos estudiados, se han considerado sólo edificios prismáticos (con plantas sucesivas de áreas constantes) o considerados como tales eliminándoles los cuerpos de la base que rodeen a la zona prismática.

Pueden notarse las siguientes tendencias:

i) Los % de área portante (α) obviamente aumentan con la altura de los edificios.

ii) Los edificios de pantallas presentan mayores valores de α.

iii) Los edificios construídos antes del sismo de 1967 presentan valores de α inferiores al resto de la muestra (como grupo).

Para ver más clara la tendencia, la Figura 2 contiene la misma muestra, pero limitada solamente a los edificios aporticados de concreto nor-

mal.

A dicha muestra se le ha superpuesto una recta ajustada a los resultados por el método de los mínimos cuadrados.

Es interesante la simplicidad de la expresión que obtiene $\alpha \approx \frac{h}{15}$.

La Figura 3 contiene, una vez más, la misma muestra, pero esta vez se ha ajustado una parábola de 2° grado a los resultados.

La concordancia es algo mejor (aunque la desviación standard es ahora mayor).

El aspecto más interesante de este gráfico está en el acotamiento inferior que muestra (α no se anula para $h = 0$).

Esto es lógico, pues no pueden ponerse columnas de menos de un cierto tamaño y a menos de una cierta separación mínima, por más bajo que sea el edificio.

Puede sí verse que existe una clara correlación entre las variables α y h, como es lógico.

También vale la pena hacer notar lo siguiente: α es, prácticamente, el único parámetro estructural que puede quedar bajo el control del proyectista estructural, en vista de que los materiales utilizados, una vez decidida la tecnología constructiva, generan parámetros prácticamente fijos (Resistencias, pesos unitarios, etc.) y las luces, en general, están dadas por el tipo de uso a que se destine la vivienda.

En otro aparte de este trabajo ya vimos que α también puede interpretarse como el factor de "amplificación" (Su inverso) de las tensiones uniformes equivalente que provienen de la estructura (Simil hidráulico).

La Figura 4 muestra la cumulante de frecuencias de alturas de entrepisos correspondiente a la muestra anteriormente mencionada.

No presenta mucho interés práctico este parámetro, excepto por el he

cho de que indica una razonable uniformidad del grupo de edificios mostra_
dos.

PARAMETROS GEOMETRICOS

FIG. 1
RELACION DEL AREA PORTANTE EXPRESADA EN PORCENTAJE DEL AREA DE UBICACION EN PLANTA BAJA CON RESPECTO A LA ALTURA DEL EDIFICIO EN m.

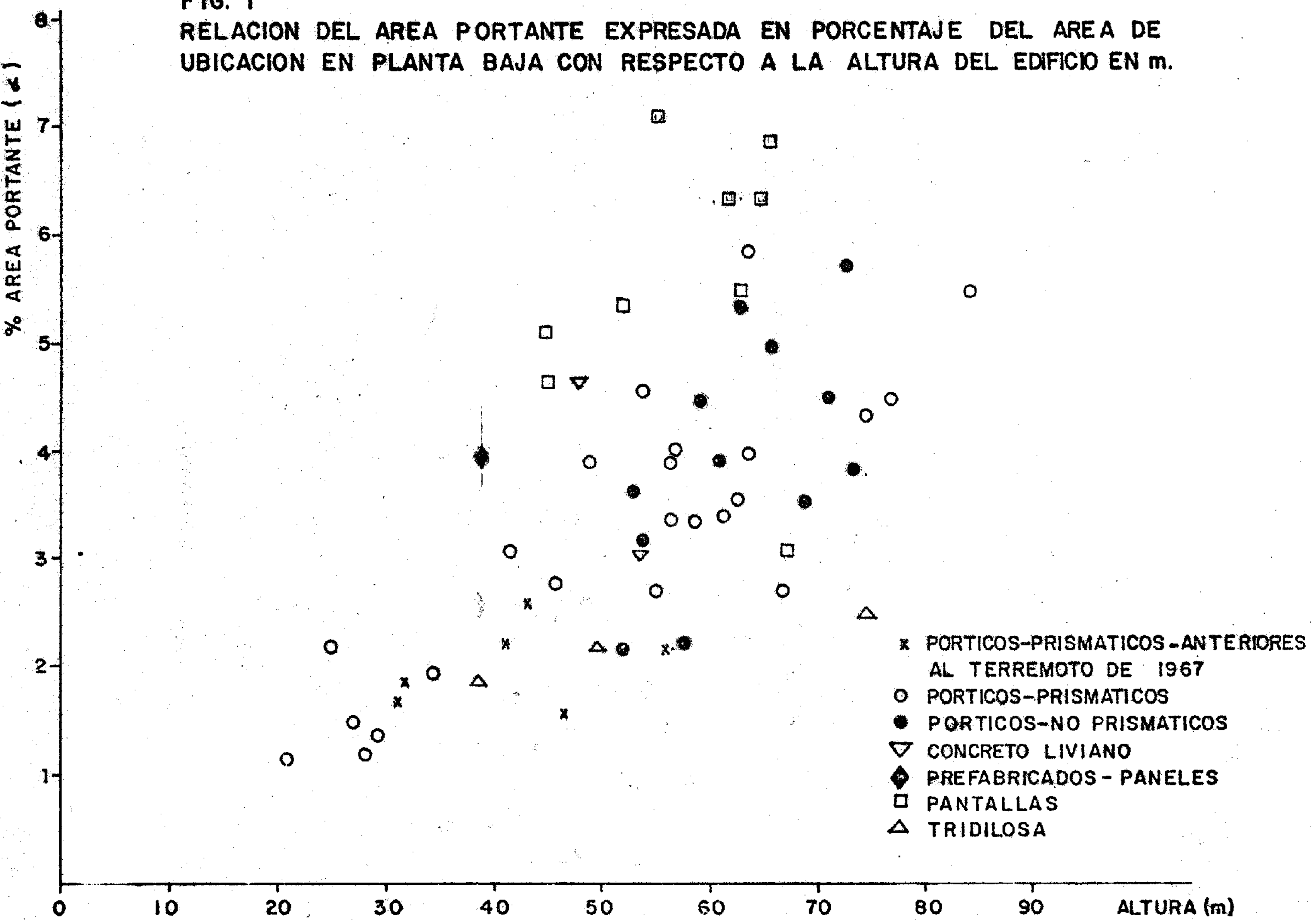
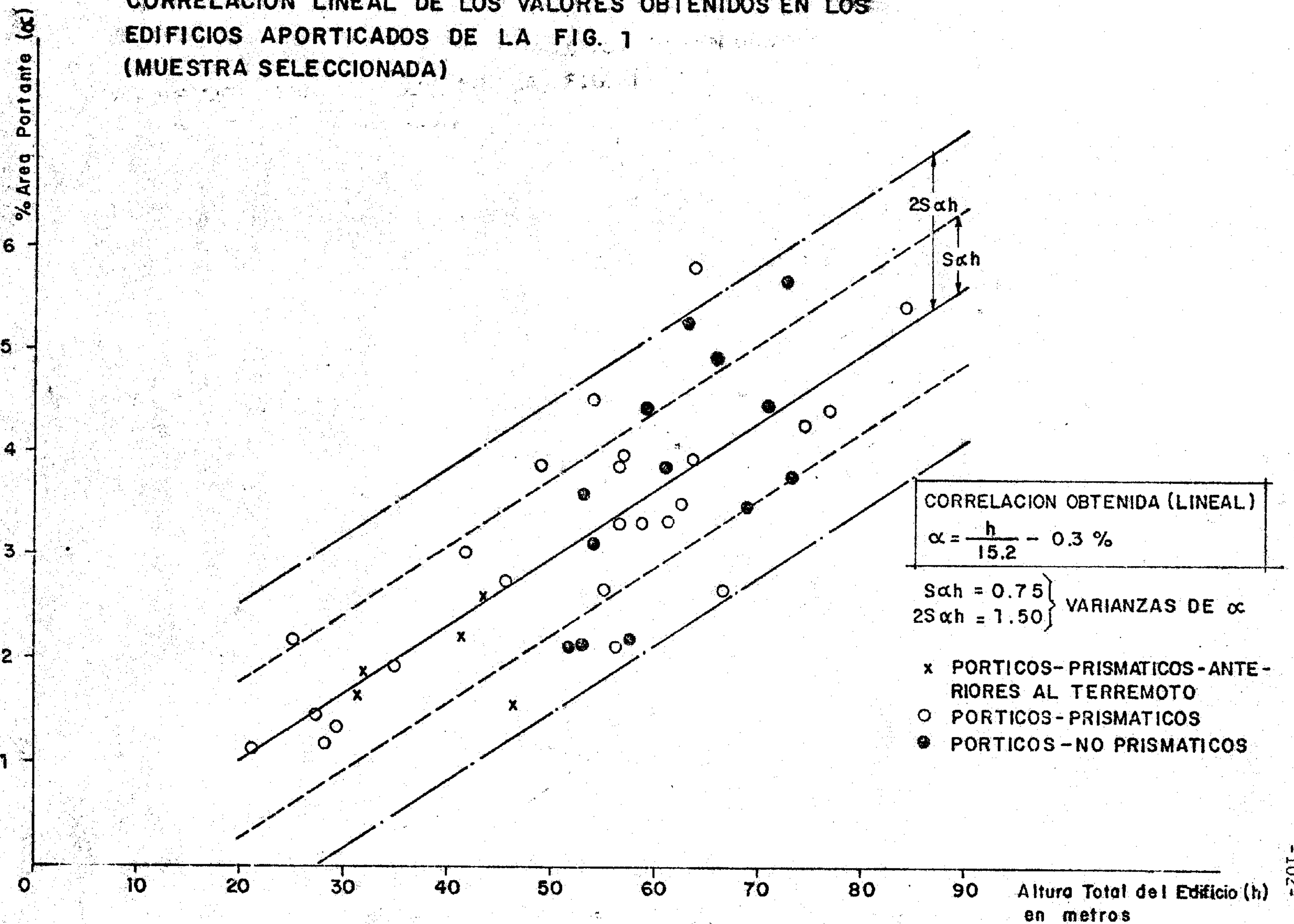


FIG. 2
CORRELACION LINEAL DE LOS VALORES OBTENIDOS EN LOS EDIFICIOS APORTICADOS DE LA FIG. 1
(MUESTRA SELECCIONADA)



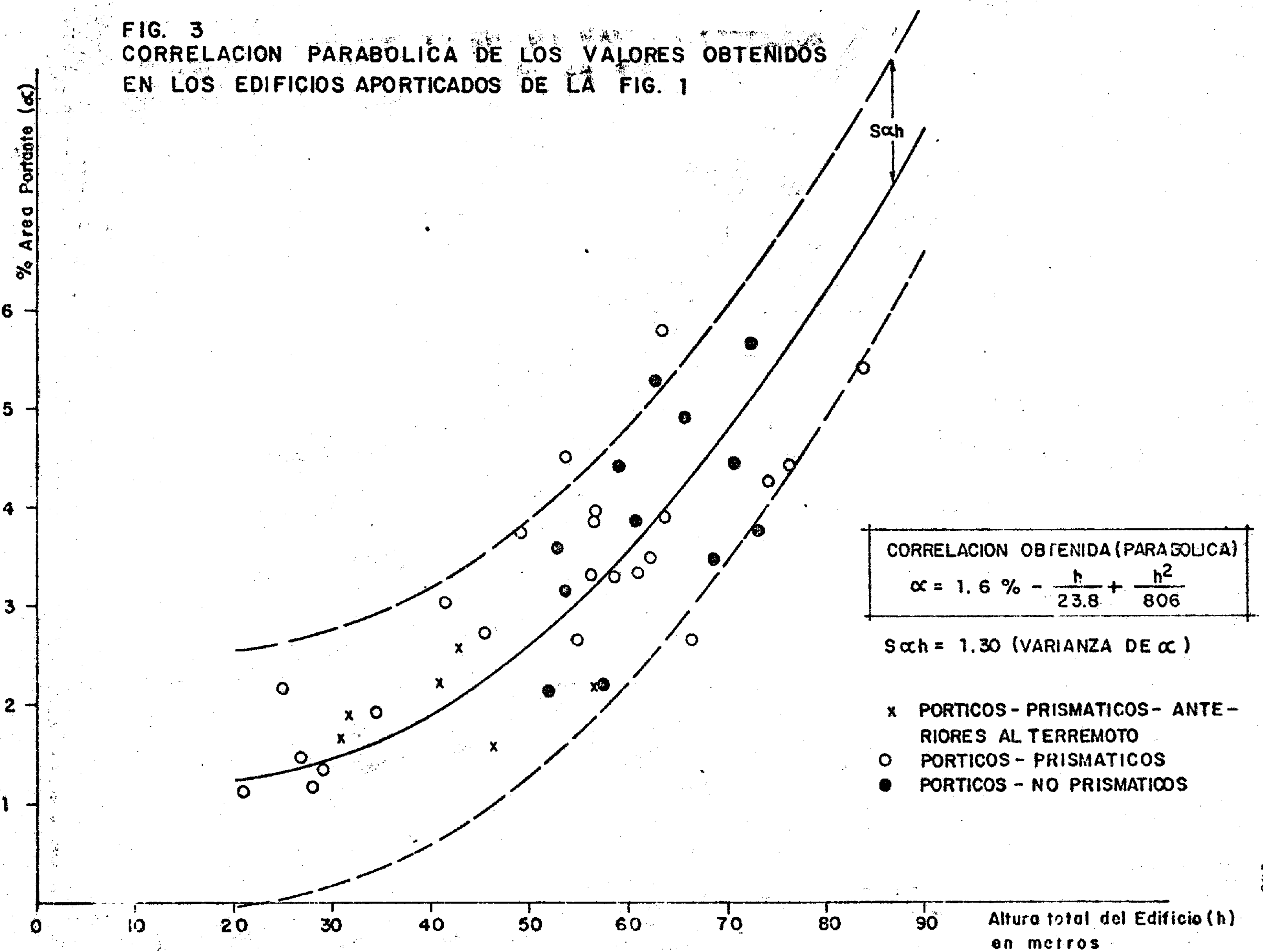
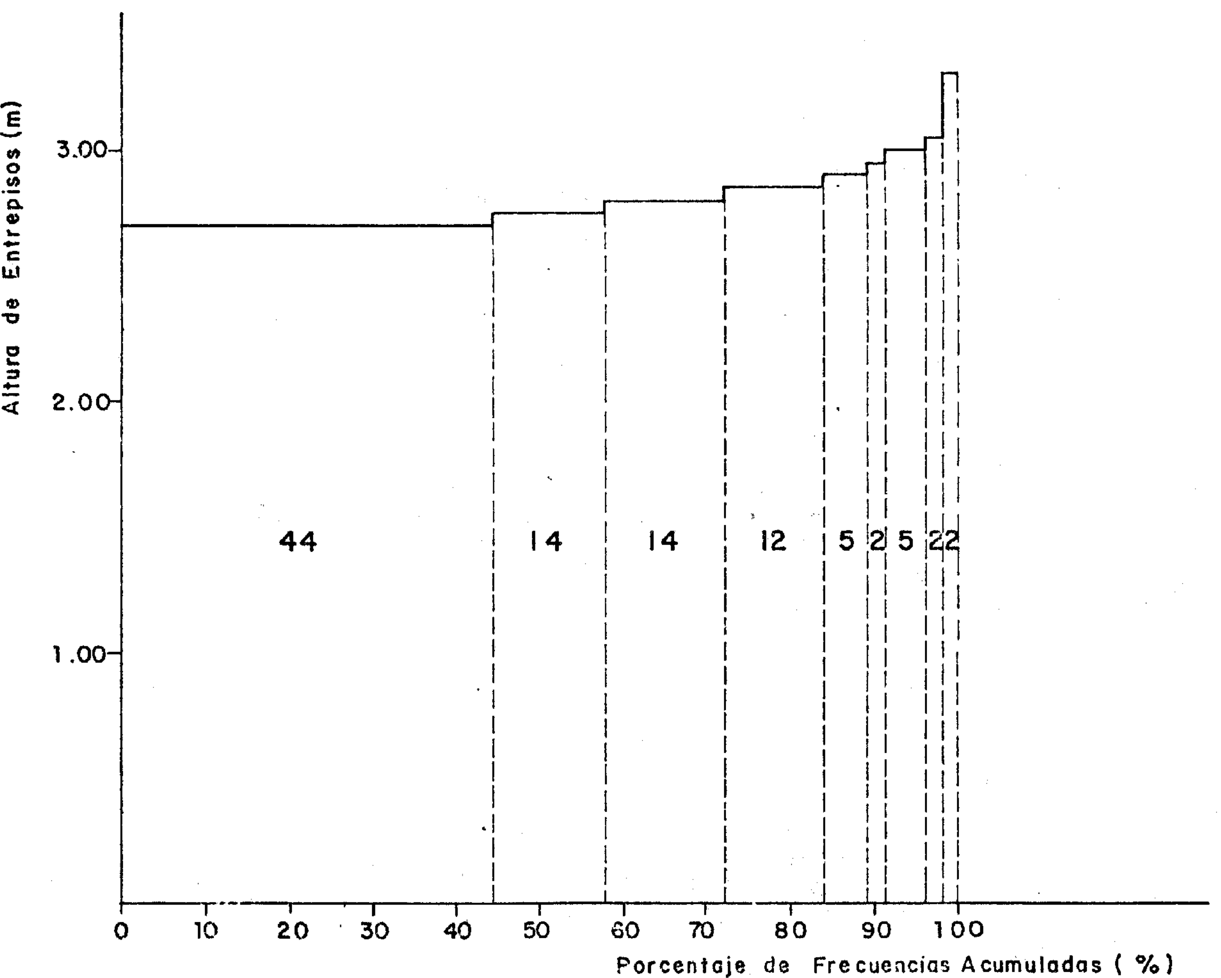

FIG. 3
CORRELACION PARABOLICA DE LOS VALORES OBTENIDOS EN LOS EDIFICIOS APORTICADOS DE LA FIG. 1
% Area Portante (α)
Sαh
CORRELACION OBTENIDA (PARABOLICA)
$\alpha = 1.6\,\% - \frac{h}{23.8} + \frac{h^2}{806}$
Sαh = 1.30 (VARIANZA DE α)
x PORTICOS - PRISMATICOS - ANTERIORES AL TERREMOTO
○ PORTICOS - PRISMATICOS
● PORTICOS - NO PRISMATICOS
Altura total del Edificio (h) en metros
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
1
2
3
4
5
6

FIG. 4
FRECUENCIAS ACUMULADAS DE LA DISTRIBUCION DE ALTURAS DE ENTREPISOS DE LOS EDIFICIOS APORTICADOS



8) INTERACCIONES ENTRE PARAMETROS ESTATICOS Y GEOMETRICOS DE EDIFICIOS. CONCLUSIONES DERIVABLES DEL ESTUDIO ESTADISTICO

INTERACCIONES ENTRE PARAMETROS ESTATICOS Y GEOMETRICOS DE EDIFICIOS

En el mismo trabajo anteriormente mencionado, se hizo un estudio estadístico, aunque limitado a la muestra obtenida, sobre los valores numéricos que se hallaron (deducidos de los documentos de proyecto) - para una serie de parámetros que mencionaremos seguidamente:

Si escribimos de nuevo la expresión del parámetro de Cauchy

$$n = \frac{Gh}{f'_c \, \alpha}$$

y analizamos la naturaleza de sus términos nos encontramos con lo siguiente:

n es una variable estratégica (decidible)
h es un dato de proyecto (o una incógnita)
f'_c es un dato de proyecto (decidible rápidamente)
α es un dato de proyecto (o una incógnita)
G es una variable estadística por su propia naturaleza, pues debe depender de la estructuración, del uso, de la altura del edificio y de las técnicas constructivas.

Con objeto de acotarla, para hacerla utilizable en los cálculos - de predimensionamiento que proponemos, fué necesario estudiarla estadísticamente.

La figura (5) indica las dos primeras clasificaciones estadísticas que se realizaron.

Son dos histogramas que clasifican los edificios muestreados según 3 técnicas constructivas y según dos clasificaciones de altura.

Se indican también los entrepisos promedio de cada clase, con el solo objetivo de apreciar su influencia, la cual es clara: a mayor valor de entrepiso, menor densidad.

El histograma superior (alturas entre 50 y 100 metros) muestra una mayor variabilidad que el inferior, donde la muestra ha quedado limitada hasta la altura de 50 m. (Esta segunda población MUESTRAL es menos numerosa que la primera).

Puede notarse cómo ya los valores globales indican una cierta tendencia al acotamiento para esta variable.

La Figura 6 presenta la misma información, esta vez referida a la totalidad de la muestra. La tendencia no es clara con los puntos mostrados, se logra una mejor unión al colocar los valores MEDIOS.

Los resultados indican un incremento de G con la altura, lo cual es lógico (Mayores dimensiones para los soportes verticales de los edificios), pero esa tendencia queda oscurecida por la variabilidad propia de los grupos de estructuraciones entremezclados. Nótese que en el gráfico se incluyen también edificios de concreto liviano.

Puede concluirse que, para los fines que perseguimos, la variable G se puede acotar razonablemente, y aún más si se la clasifica más detalladamente, mejorando la estadística de base.

La Figura 7 muestra otro análisis estadístico realizado: se ha dividido la muestra en grupos que corresponden a los distintos porcentajes de área portante, de nuevo se observa una tendencia creciente de G en función de α como era de esperarse. Esta tendencia, sin embargo, queda opacada por la variabilidad de la muestra.

No debe olvidarse que los valores mostrados provienen de cálculos teóricos (opiniones), grosso modo puede estimarse que el margen de "opinabilidad" es del orden de un 20% y supera a la variabilidad sistemática que cabe esperar al modificar la altura del edificio. (Lo cual pone en duda el determinismo de los cálculos estructurales normales, tenien-

do que aceptar que se trata de una serie de procesos de tipo aleatorio.

La figura 7 muestra la relación encontrada entre G y α, para los edificios Aporticados sòlamente. Aquí también se pone de manifiesto el que el margen opinable supera a la relación FUNCIONAL.

Los gráficos anteriores, 5, 6 y 7 muestran las relaciones que entre sí guardan las variables geométrica analizadas (Entrepiso, altura, área portante). Podríamos complicar aún más el problema tratando de encontrar correlaciones múltiples, pero nos detendremos únicamente en otra relación más importante de una variable geométrica. La figura (8) muestra las relaciones encontradas entre n (el Número de Cauchy y la altura del edificio.

De las relaciones mostradas, logradas de una muestra con bastante dispersión se puede concluír lo siguiente: (Fig. 8)

a) El factor de seguridad (inverso de n) se reduce al aumentar la altura.

b) Esa tendencia es más marcada aen los edificios dañados por el sismo (valores mostrados), los cuales tenían un factor de seguridad inferior al promedio actual, a igualdad de altura (grosso modo 2/3).

c) En los edificios apantallados la recta de correlación entre h y n tiene mayor pendiente, e indica una tendencia a alcanzar mayores valores de n en función de la altura (menores factores de seguridad) aunque

Se concluye lo siguiente:

de a) Los procesos de cálculo tienden a fijar n alrededor de algún valor "popular", de otra forma, se ha mejorado la tendencia de lograr el objetivo de un coeficiente de seguridad uniforme con la altura, aunque no se haya logrado del todo.

de b) Los edificios dañados por el sismo tenían factores de seguridad por debajo de la media obtenida en la muestra tomada en este estudio (más reciente).

de c) Existe la tendencia, en los edificios apantallados, de fijar arbitrariamente los espesores y longitudes de las pantallas, y luego verificar la seguridad. Por alguna extraña razón no se hace lo contrario.

Esto explicaría la fuerte pendiente de la curva de correlación entre el número de Cauchy (n) y la altura (h).

Si deseáramos refinar aún más el valor de α que podría deducirse de la expresión del número de Cauchy.

$$n = \frac{Gh}{f'_c \alpha} \quad \therefore \quad \alpha = \frac{Gh}{f'_c . n}$$

Podríamos poner G en función de h, tomando la expresión que se deduce de la figura (7) $G = 244.05 + 18.50\ \alpha$, llegando, luego de algunas manipulaciones algebraicas, a la expresión:

$$\alpha = \frac{244\ h}{f'_c . n - 18.5\ h}$$

, lo cual puede interpretarse como si al denominador $f'_c . n$ que representa la tensión media de trabajo de las columnas, se le restase una cierta cantidad, función de la altura, la cual tomaría en cuenta el incremento del peso unitario.

Esta expresión había que compararla con la deducida directamente de la correlación parabólica obtenida entre h y α (Figura 3) la cual nos da los valores

$$\alpha = 1.6\% - \frac{h}{236} + \frac{h^2}{806}$$

Este trabajo no ha llegado hasta el análisis de la validez de estas expresiones (Más propiamente, de la conveniencia), teniendo que dejarlo para una oportunidad en que se cuente con una mayor base estadística parajuzgar la validez de las extrapolaciones.

Si continuamos con los análisis de la información estadística recogida y manteniéndonos por ahora dentro de los parámetros Estáticos y Geométricos, podremos pasar al análisis de la figura 9 la cual compara el numerador y el denominador de la expresión.

$$n = \frac{Gh}{f'_c \alpha} \cdot \frac{A_{base}}{A_{base}} = \frac{\text{Peso del Edificio}}{\text{Resistencia a cargas vert.}}$$

Con esta representación, es posible visualizar el "Abanico" que deberían formar los valores de proyecto, encontrándose que éste está acotado aproximadamente por un mínimo de $n = 0.10$ y máximo de $n = 0.35$.

Obsérvese como esta variación es superior a la que se obtiene para las resistencias del concreto o para los pesos unitarios de los edificios.

En términos generales, este tipo de gráfico nos indica hasta qué punto unas teorías, procedimientos y códigos reducen el campo de variabilidad del factor de sguridad, teniendo que llegar a la triste conclusión de que la aleatoriedad presente al final del proceso supera a la de las variables que deseamos controlar.

El origen más claro de esta aleatoriedad se encuentra en la relativa Arbitrariedad con que se determinan las dimensiones de los elementos verticales de soporte que consideramos se debe a una de las siguientes tendencias de proyecto.

a) Obtener dimensiones "Standard" o redondas (25 x 25 cm, 30 x 40 cm, etc.,)

b) Tratar de reducir a un mínimo la interferencia de la columna dentro de los espacios arquitectónicos.

c) Fijar dimensiones de pantallas en base a consideraciones - constructivas.

Tal parece que sería más justificable, prácica y económicamente, invertir un mayor esfuerzo en la determinación inicial de estas - dimensiones y contentarse con métodos de análisis menos "exactos".

La influencia de los métodos de diseño no se refleja en estos - resultados, si entendemos como métodos de diseño a aquellos que determinan cuánto refuerzo deben llevar los miembros.

Afortunadamente en este aspecto las estructuras muestran una - convergencia natural en el sentido de que las secciones más armadas (por exceso) ayudan a las menos armadas (por defecto), hasta un cierto punto.

En este campo quedan por hacer los estudios estadísticos que - realmente nos digan hasta qué punto vale la pena refinar los procesos de proyectos y qué jerarquía deben recibir.

Continuando con nuestra tarea, pasemos a la figura (10), la - cual muestra las relaciones : Peso del Edificio/Area de ubicación, o sea, las presiones medias sobre el suelo.

Aquí no cabe esperar un agrupamiento de datos, puesto que el - proceso es Aleatorio, en otras palabras, no se puede esperar una - presión media constante sobre el suelo dada la variabilidad de és-

tos y la variabilidad de alturas, usos y zonificaciones para los edificios.

Lo que sorprende, al comparar las figuras (9) y (10) es que no parece haber mucha diferencia entre esta aleatoriedad natural (Relación de 7 a 1 entre los suelos más cargados y los menos cargados) y la que resulta del proceso consciente de diseño de las colmnas de un edificio (4 a 1 más o menos, tomando los valores de la figura 9).

Las meditaciones que se deriven de la comparación de estos hechos es, cuando menos, originadora de una gran perplejidad referente a la eficiencia de los procesos de proyecto.

La figura (11) y (12), por último, nos muestra las relaciones encontradas entre los valores de G y los valores de n.

De hecho estas dos variables no deben tener relación entre sí, pues son independientes.

El gráfico muestra claramente esa independencia.

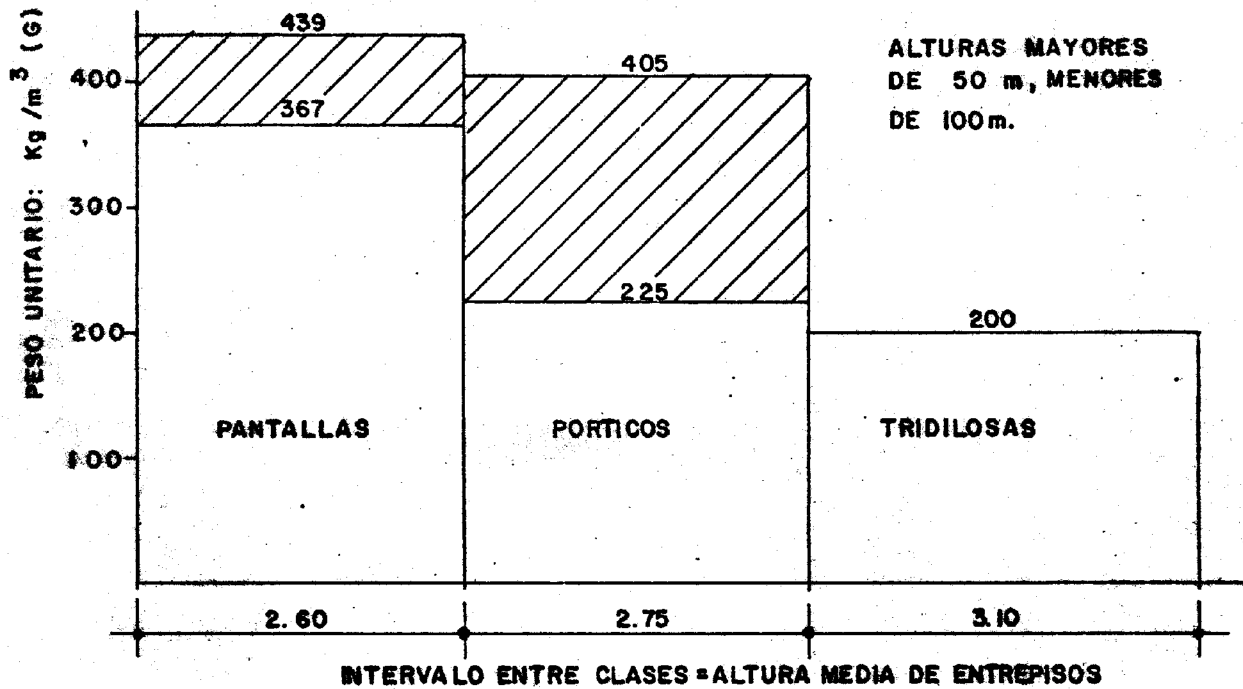
Lo que no deja de ser sorprendente, una vez más, es que la variable aleatoria G "varía" tanto o menos que la variable estratégica n (decidible).

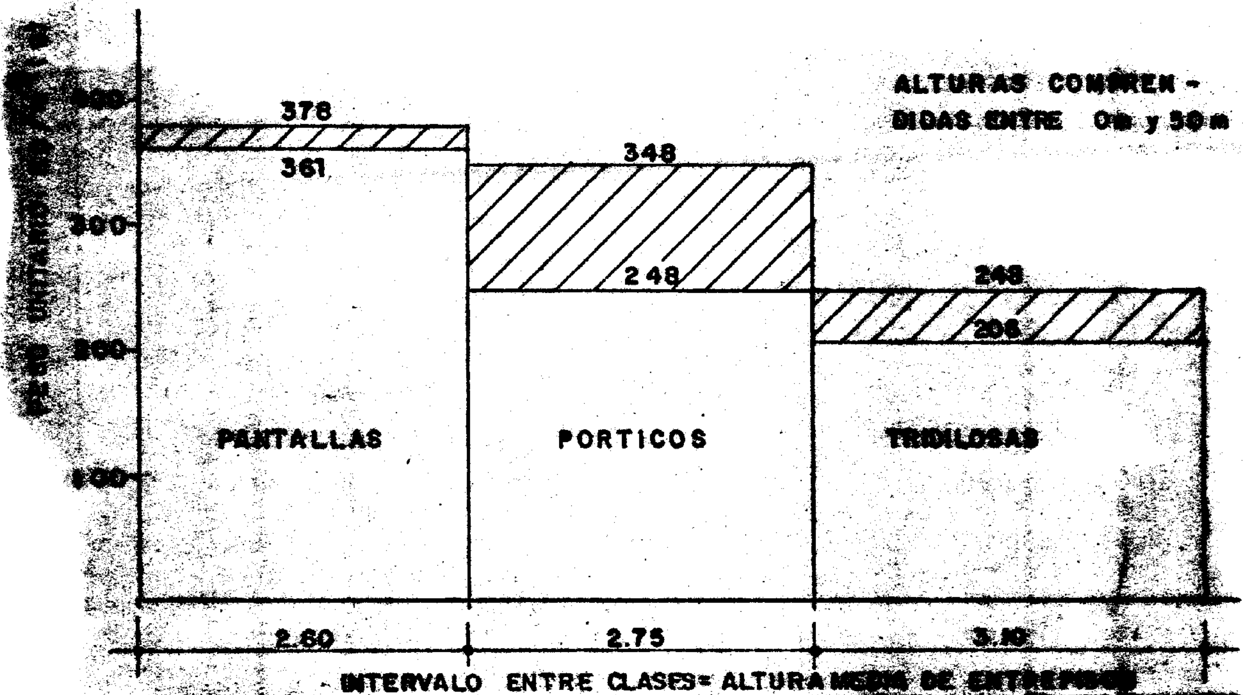
Es posible que ello venga de la creencia sostenida por muchos de que el acero en las columnas es el gran igualador de los factores de seguridad y que por tanto se le asigne la misión (imposible) de allanar la falta de decisiones en la fase inicial del proyecto (Predimensionamiento).

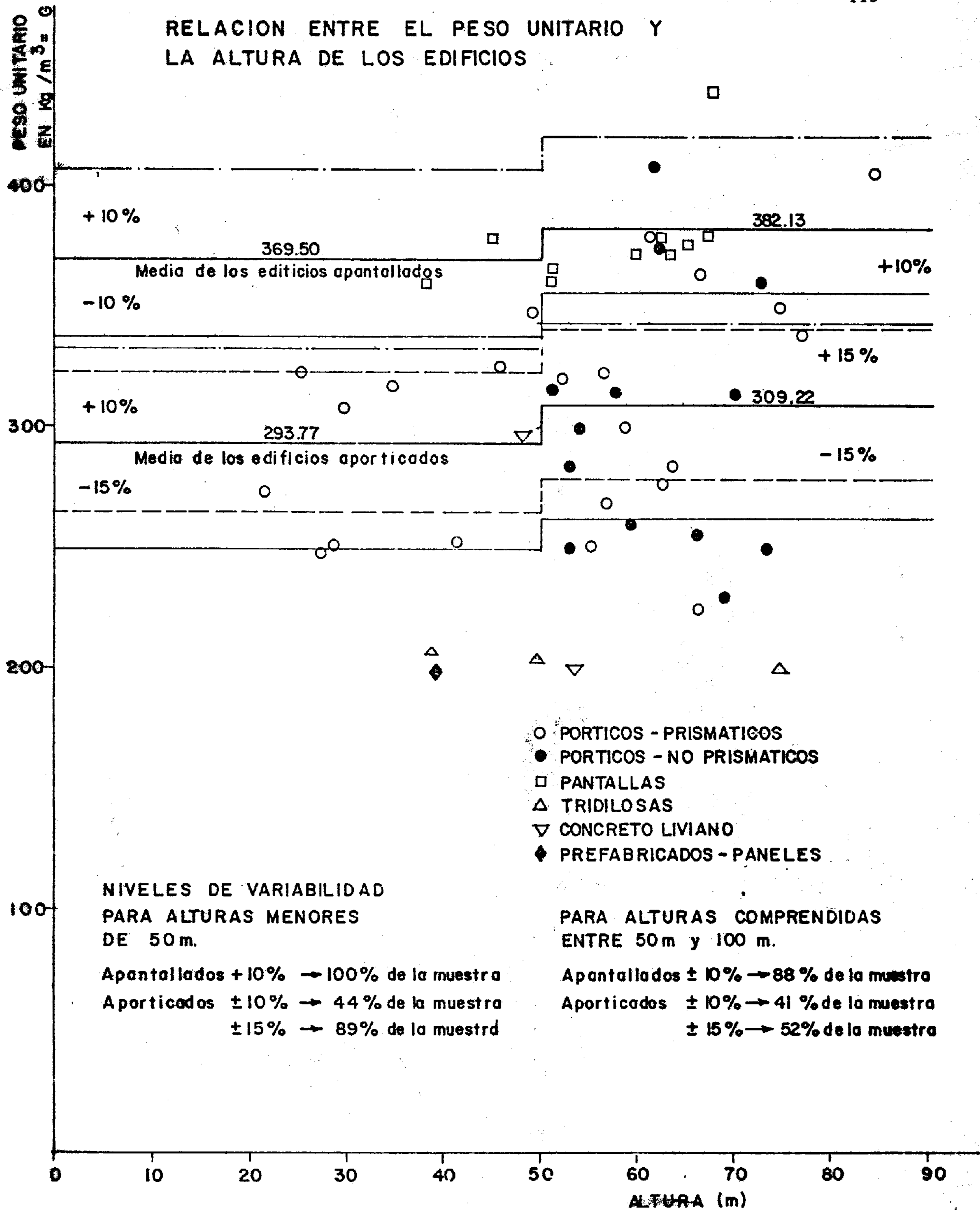
En otras palabras, parecería que este último existe sólo en casos excepcionales, es decir, se ignora , o aún peor, se acepta el predimensionamiento arquitectónico sin crítica estructural.

PARAMETROS
ESTATICOS

FIG. 5
HISTOGRAMAS DE PESOS UNITARIOS






FIG. 6
RELACION ENTRE EL PESO UNITARIO Y
LA ALTURA DE LOS EDIFICIOS
PESO UNITARIO EN Kg/m3 = G
400
300
200
100
+ 10 %
369.50
Media de los edificios apantallados
- 10 %
+ 10%
293.77
Media de los edificios aporticados
- 15%
382.13
+10%
+ 15 %
309.22
- 15 %
PORTICOS - PRISMATICOS
PORTICOS - NO PRISMATICOS
PANTALLAS
TRIDILOSAS
CONCRETO LIVIANO
PREFABRICADOS - PANELES
NIVELES DE VARIABILIDAD
PARA ALTURAS MENORES
DE 50 m.
Apantallados + 10% → 100% de la muestra
Aporticados ± 10% → 44 % de la muestra
± 15% → 89% de la muestrd
PARA ALTURAS COMPRENDIDAS
ENTRE 50 m y 100 m.
Apantallados ± 10% → 88 % de la muestra
Aporticados ± 10% → 41 % de la muestra
± 15% → 52% de la muestra
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
ALTURA (m)

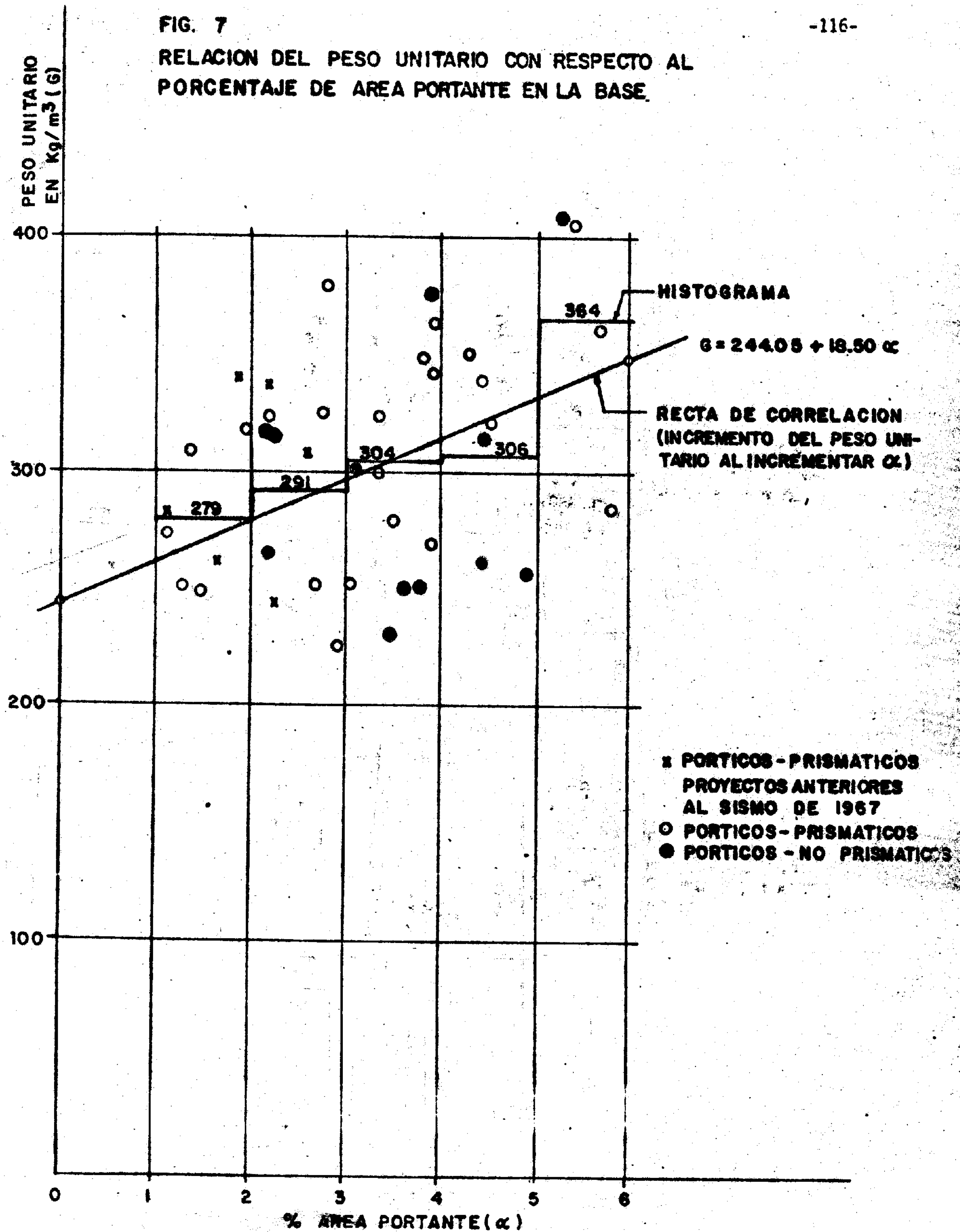
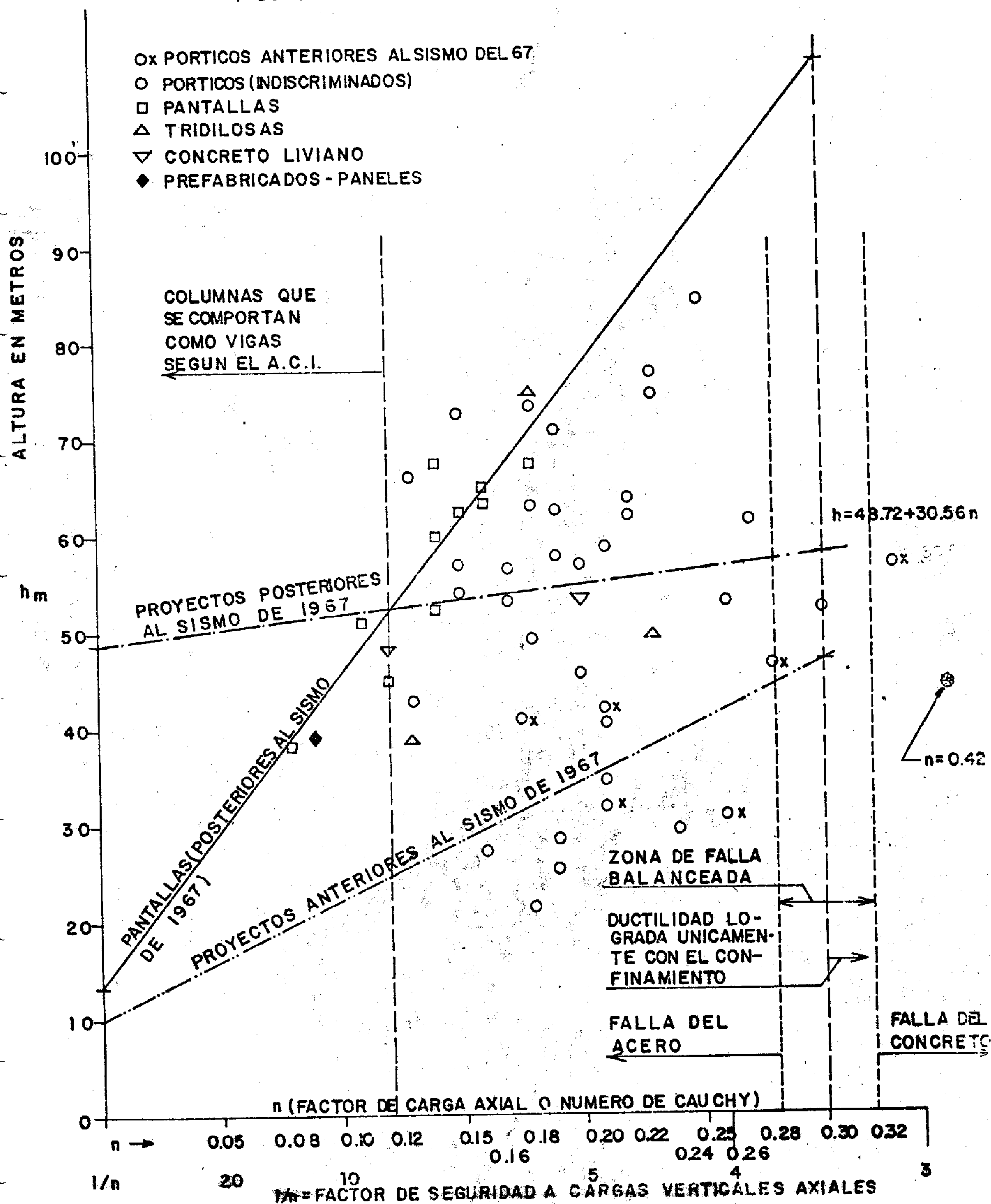


FIG. 7
RELACION DEL PESO UNITARIO CON RESPECTO AL PORCENTAJE DE AREA PORTANTE EN LA BASE.
PESO UNITARIO EN Kg/m3 (G)
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
% AREA PORTANTE (α)
HISTOGRAMA
364
279
291
304
306
G = 244.05 + 18.50 α
RECTA DE CORRELACION (INCREMENTO DEL PESO UNITARIO AL INCREMENTAR α)
PORTICOS - PRISMATICOS PROYECTOS ANTERIORES AL SISMO DE 1967
PORTICOS - PRISMATICOS
PORTICOS - NO PRISMATICOS



RELACIONES ENTRE LA ALTURA DEL EDIFICIO
Y SU PARAMETRO DE CAUCHY
Ox PORTICOS ANTERIORES AL SISMO DEL 67
O PORTICOS (INDISCRIMINADOS)
□ PANTALLAS
△ TRIDILOSAS
▽ CONCRETO LIVIANO
◆ PREFABRICADOS - PANELES
ALTURA EN METROS
h m
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
COLUMNAS QUE SE COMPORTAN COMO VIGAS SEGUN EL A.C.I.
h=48.72+30.56 n
PROYECTOS POSTERIORES AL SISMO DE 1967
PANTALLAS (POSTERIORES AL SISMO DE 1967)
PROYECTOS ANTERIORES AL SISMO DE 1967
n=0.42
ZONA DE FALLA BALANCEADA
DUCTILIDAD LOGRADA UNICAMENTE CON EL CONFINAMIENTO
FALLA DEL ACERO
FALLA DEL CONCRETO
n (FACTOR DE CARGA AXIAL O NUMERO DE CAUCHY)
n →
0.05 0.08 0.10 0.12 0.15 0.16 0.18 0.20 0.22 0.25 0.24 0.26 0.28 0.30 0.32
1/n
20 10 5 4 3
1/n = FACTOR DE SEGURIDAD A CARGAS VERTICALES AXIALES

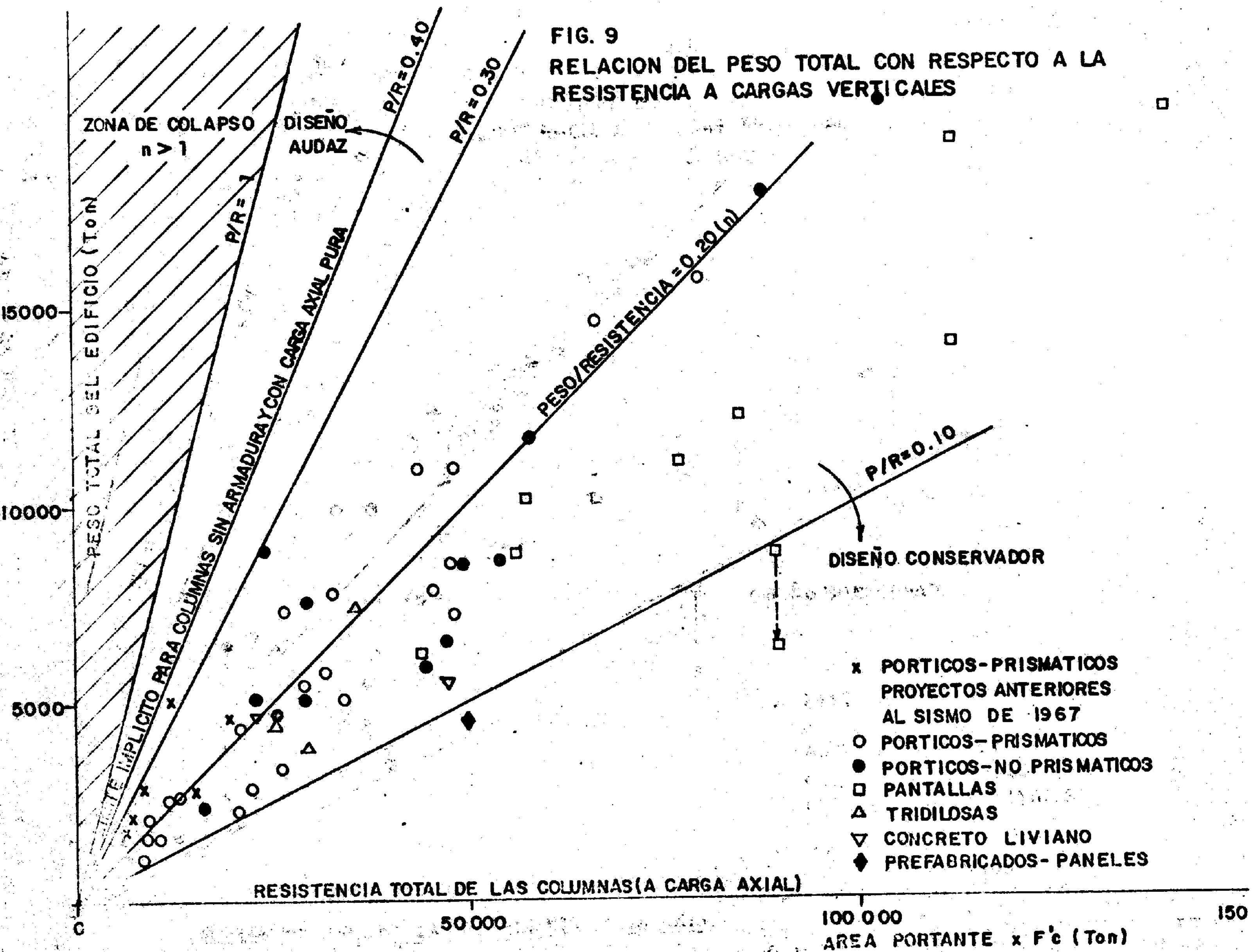
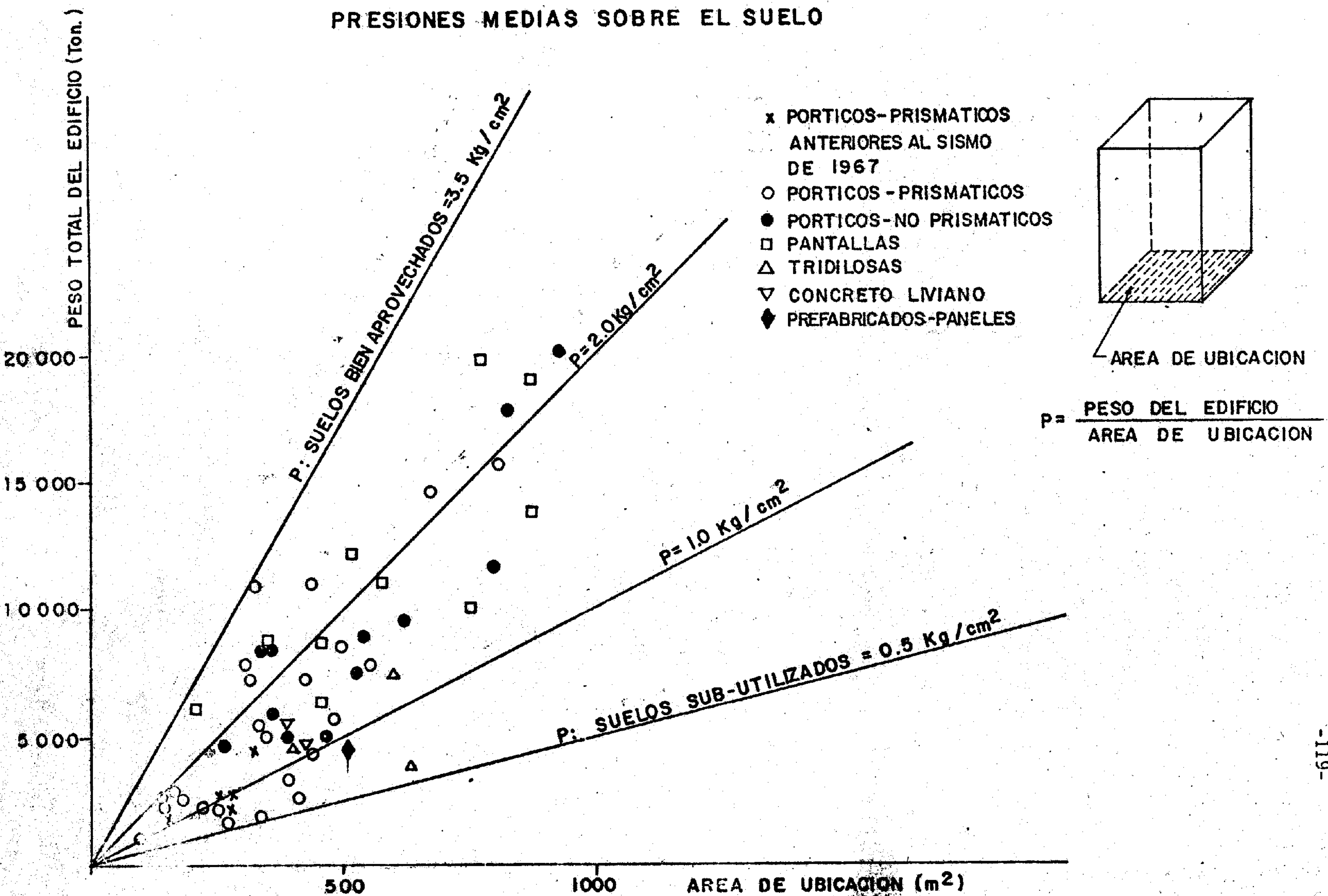

FIG. 9
RELACION DEL PESO TOTAL CON RESPECTO A LA RESISTENCIA A CARGAS VERTICALES
ZONA DE COLAPSO
n > 1
DISEÑO AUDAZ
P/R = 1
P/R=0.40
P/R=0.30
LIMITE IMPLICITO PARA COLUMNAS SIN ARMADURA Y CON CARGA AXIAL PURA
PESO/RESISTENCIA = 0.20 (n)
P/R=0.10
DISEÑO CONSERVADOR
PESO TOTAL DEL EDIFICIO (Ton)
15000
10000
5000
0
50000
100 000
150
RESISTENCIA TOTAL DE LAS COLUMNAS (A CARGA AXIAL)
AREA PORTANTE x F'c (Ton)
x PORTICOS-PRISMATICOS PROYECTOS ANTERIORES AL SISMO DE 1967
O PORTICOS-PRISMATICOS
● PORTICOS-NO PRISMATICOS
□ PANTALLAS
△ TRIDILOSAS
▽ CONCRETO LIVIANO
◆ PREFABRICADOS-PANELES

FIG. 10
PRESIONES MEDIAS SOBRE EL SUELO



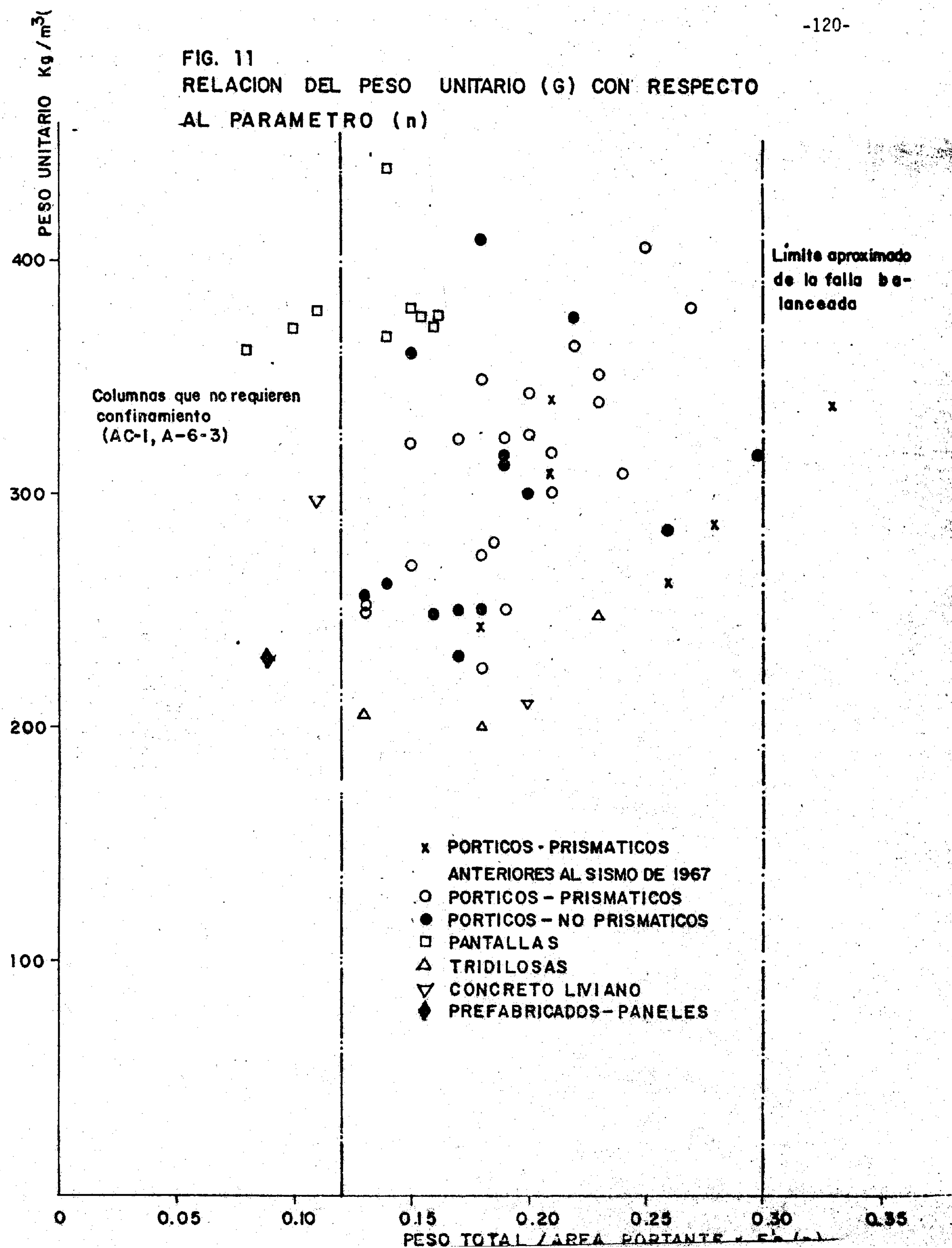
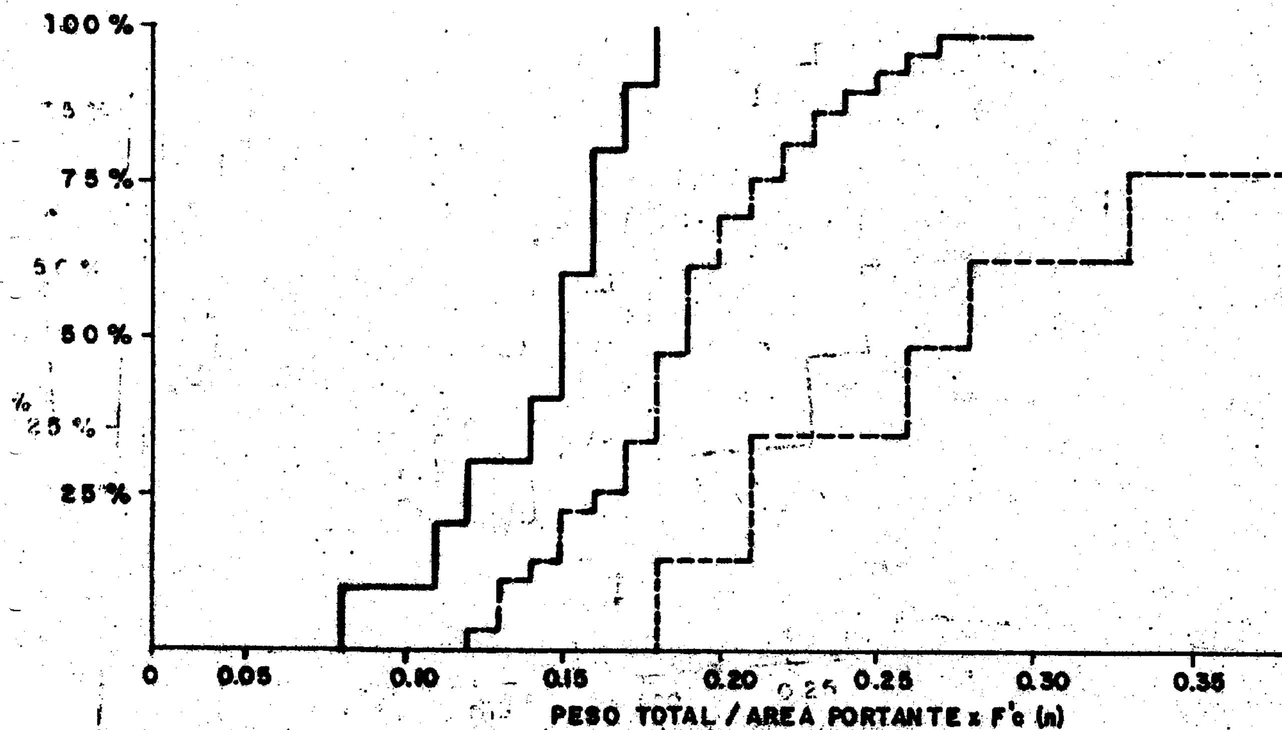

FIG. 11
RELACION DEL PESO UNITARIO (G) CON RESPECTO
AL PARAMETRO (n)
PESO UNITARIO Kg/m³
400
300
200
100
0
0.05
0.10
0.15
0.20
0.25
0.30
0.35
PESO TOTAL / AREA PORTANTE
Columnas que no requieren
confinamiento
(AC-I, A-6-3)
Limite aproximado
de la falla ba-
lanceada
x PORTICOS - PRISMATICOS
ANTERIORES AL SISMO DE 1967
O PORTICOS - PRISMATICOS
● PORTICOS - NO PRISMATICOS
□ PANTALLAS
△ TRIDILOSAS
▽ CONCRETO LIVIANO
♦ PREFABRICADOS - PANELES

FIG. 12

CUMULANTES DEL PARAMETRO (n) (OJIVAS)



——— EDIFICIOS APANTALLADOS

-·-·— EDIFICIOS APORTICADOS

------ EDIFICIOS APORTICADOS ANTERIORES AL SISMO DE 1967

9) PARAMETROS DINAMICOS DE EDIFICIOS
FUERZAS LATERALES DE PREDISEÑO Y
POSICIONES

PARAMETROS DINAMICOS DE EDIFICIOS

Siguiendo los lineamientos de los capítulos anteriores (Parámetros Geométricos y Estáticos) vamos a comentar a continuación los resultados de la estadística realizada y la posible utilidad de empleo de una serie de parámetros de tipo Dinámico, aplicables a edificios prismáticos.

Deberíamos comenzar con la aclaratoria de que los parámetros dinámicos de que hablamos en este aparte son aquellos que usualmente forman parte del llamado "Diseño Antisísmico de Estructuras", referido únicamente a la parte de análisis (Determinación de fuerzas que simulan la acción de un Sismo).

Veamos qué se quiere lograr con este proceso.

Se quiere encontrar un conjunto de fuerzas horizontales que, una vez utilizadas en el análisis y diseño de la estructura, produzcan un grado de seguridad razonablemente uniforme en función del tipo de estructuras que se analice, del tipo de suelo subyacente y del tipo de zona en donde esté ubicada la estructura.

El proceso más corrientemente seguido consistiría en:

a) Postular un espectro (o terremoto artificial) ajustado al lugar de la edificación.

b) Tomar en cuenta la respuesta "dinámica" de la estructura: Análisis dinámico "modal" o "paso a paso".

c) Encontrar un grupo de fuerzas estáticas que simulen razonablemente los resultados de a y b.

Esto, muy brevemente, constituye el proceso general que se acepta en la mayoría de las normas de construcción moderna.

Desde el punto de vista del Predimensionamiento, en realidad sólo interesan tres cosas:

i) Encontrar un valor razonable para la resultante total de las fuerzas anteriormente mencionadas (Corte Basal Total), como símil estático de predimensionamiento.

ii) Encontrar la posición de esa fuerza en relación a la altura del edificio.

iii) Estimar cuál es la influencia general de las características "dinámicas" del edificio. (Su período fundamental, sus Modos) en reducir (o aumentar localmente) un conjunto de fuerzas de código (supuestamente conservadoras), si se realiza un análisis más detallado de proyecto. (Los llamados corrientemente análisis Dinámicos).

Desde un punto de vista sistemático cabe preguntarse siempre, si la inversión en tiempo, esfuerzo y dinero que éste último proceso acarrea, pueda quedar compensada por una mayor economía en el producto final (El edificio proyectado).

Es obvio que edificios que poseen singularidades estructurales notables como serían salientes, apéndices, remetimientos, bruscos cambios de estructuración, etc., deben ser analizados dinámicamente, pues estos efectos, son en definitiva factores de multiplicación de las fuerzas sísmicas.

No es tan claro el que edificios prismáticos, regulares, con plantas razonables, merezcan el esfuerzo de este tipo de análisis siendo en cambio muchísimo más importante su concepción estructural racional y un predimensionamiento adecuado.

Con este último objetivo en mente, y sin pretender que sirva de substituto al conocimiento general que requiere para realizar eficientemente todo el proceso, vamos a analizar los parámetros cuyas estadísticas se hallaron.

1) Posición de la resultante sísmica

La Figura (13) muestra los resultados obtenidos de la muestra, incluyendo en un solo grupo las dos direcciones (x e y) que los có

digos siempre exigen.

Los puntos mostrados en el diagrama fueron obtenidos encontrando las resultantes de los grupos de fuerzas, a veces de distribución muy compleja, que se obtienen como fuerzas totales aplicables después de realizar un análisis dinámico.

El gráfico es muy claro:

Si se adopta el valor de dos tercios de la altura, éste prácticamente coincide con los resultados de los análisis más complejos.

Nótese como, prácticamente no hay casos estudiados con posiciones más altas (No había edificios con singularidades notables en la muestra) y aquellos que presentan valores por debajo de 2/3 de h corresponden o a edificios no prismáticos, con centros de gravedad más bajos, o a edificios de pantallas, donde el tipo de respuesta unido a la mayor influencia de los cambios de espesores en las pantallas, en relación con los edificios aporticados, producen una tendencia general de descenso en la posición de la resultante total.

En conclusión 2/3 h es un valor enteramente confiable, para propósitos de predimensionamiento.

2) Período fundamental Vs. altura de los edificios (Fig. 14).

El factor más influyente en la variación del período fundamental de un edificio es, sin duda, su altura, puesto que se puede hacer relativamente poco para modificar sus rigideces (existe un mínimo exigido por el código en forma de desplazamientos máximos admisibles) o sus pesos unitarios (varían muy poco como se demuestra en otro capítulo).

La muestra presenta una gran dispersión, y sólo podemos concluír que la tendencia general es a mayor altura mayor período.

Nótese, sin embargo, que el período no sirve casi para nada al predimensionar un edificio. Lo que en general interesa es el corte basal final resultado de un proceso de análisis y manipulaciones que transforman este período (y los superiores) en un conjunto de fuerzas).

Sí puede observarse que los edificios de pantallas tienen siempre períodos más pequeños a igualdad de alturas (Son más rígidos), o sea que en principio deberían corresponderle cortes basales mayores.

Queda siempre una duda, que traspasamos al lector, y es la siguiente ¿Cuán verdadero es el esquema usual de análisis de un edificio aporticado? (Pórticos desnudos, desprovistos de tabiquería).

El único consuelo es que existe aún otra duda más grande ¿Cuánto más dúctiles son los edificios aporticados que los apantallados?.

Parece que hasta ahora, la tendencia ha sido muy liberal para los pórticos y muy conservadora para las pantallas.

Desde el punto de vista del predimensionamiento, creo que es más útil que todo lo anterior la siguiente afirmación "Los edificios de pantallas bien concebidos pueden absorber, con toda tranquilidad, cortes basales 2 ó 3 veces mayores que los de un edificio aporticado", para volumetrías semejantes.

La otra diferencia entre las dos estructuraciones, estriba en que en un edificio aporticado las zonas críticas son muchas y están distribuídas (los nodos) en las pantallas las zonas críticas están más lozalizadas (Dinteles y arranques de pantallas), concentrando así los daños en zonas más limitadas.

Una sobreestimación del cortante en edificios de pantallas influye poco en el tonelaje final de refuerzo (algo de aumento) pero tiene la ventaja de poner en evidencia los puntos críticos.

- Pasemos ahora a la Figura (14) la cual representa las relaciones encontradas entre Períodos Fundamentales y Alturas de los Edificios.

La tendencia al aumento del período con la altura es, en este gráfico, clara.

Podría hasta llegar a pensarse que las correlaciones encontradas entre T y h pueden servir para estimar mejor los cortes de diseño. Pero como nos va a mostrar el gráfico N° 15, no parece que se pueda esperar a una mayor regularidad en la práctica usual (no con metodologías más cuidadas).

El gráfico N°15 muestra las relaciones encontradas entre el Coeficiente de Corte Basal "dinámico" y el período de la estructura. La muestra utilizada corresponde a la zona de Caracas.

El gráfico muestra que no puede, con esos resultados, adoptarse una fórmula de correlación razonable. Sin contar con una base firme para respaldarlo, el autor de estas notas sí se aventura a pensar que también tiene que haber mucho de arbitrario en el proceso seguido para realizar los análisis dinámicos para poder explicar la dispersión que ofrece el gráfico.

La Figura (16) contiene las relaciones entre el factor de Participación Modal (1er modo) y el período de la estructura.

El propósito de este muestreo es estimar qué reducción cabe esperar (respecto a los valores espectrales) a causa de la distribución de masas y rigideces en la estructura, en comparación con el caso teórico de masa y rigideces concentradas que sirve de base a la elaboración de un espectro.

Se podrá ver que esta reducción es razonablemente constante y es del orden de un 20% (Para ese modo únicamente) (Los modos superiores aportarán incrementos).

La Figura (17) contiene una muestra de casos en los cuales se ha aplicado el método llamado de "la tangente" para "corregir" los resultados de los análisis dinámicos. El propósito original de este método (también conocido por el nombre de reducción hasta el 60%) era el de compensar la posible arbitrariedad de los espectros que se pudiesen proponer para el Análisis Dinámico, pues la Norma Provisional Antisísmica de 1967 deja en libertad al Proyectista para hacerlo.

Las Rectas de correlación mostradas en el gráfico demuestran que el resultado neto del proceso es obtener un coeficiente constante, independiente del período y del orden de los 2/3 del previsto por las Normas.

La conclusión es obvia: el método anula el efecto (Reductor o Amplificador) del proceso de análisis dinámico.

Dicho de otro modo: No se aumenta la confiabilidad del proceso general de proyecto al realizar los análisis dinámicos. Sí se justifica, en la práctica, una reducción de los Cortantes, prácticamente constante, a cambio de una serie de cálculos complejos y laboriosos.

La Figura (18) muestra más claramente lo dicho con anterioridad.

La Figura (19) muestra que, en la práctica, el proceso anterior también conduce a una reducción, prácticamente constante, de los momentos de volcamiento de cálculo.

El comentario final de este Capítulo, muy personal, es que parece aún menos arbitrario de lo que se puede pensar la adopción de Fuerzas de Predimensionamiento globales, en vista de que un proceso de "Análisis" lo que parece lograr es un aumento de dispersión de unos valores inicialmente basados en consideraciones de tipo global (Experiencias obtenidas de la observación de casos reales, filtrados a través de un proceso de opiniones razonablemente fundadas). (Coeficientes Sísmicos normativos).

En resumen, es siempre preferible un proceso sencillo pero confiable a otro complejo y sujeto a influencias difícilmente valorables.

PARAMETROS

DINAMICOS

FIG. 13

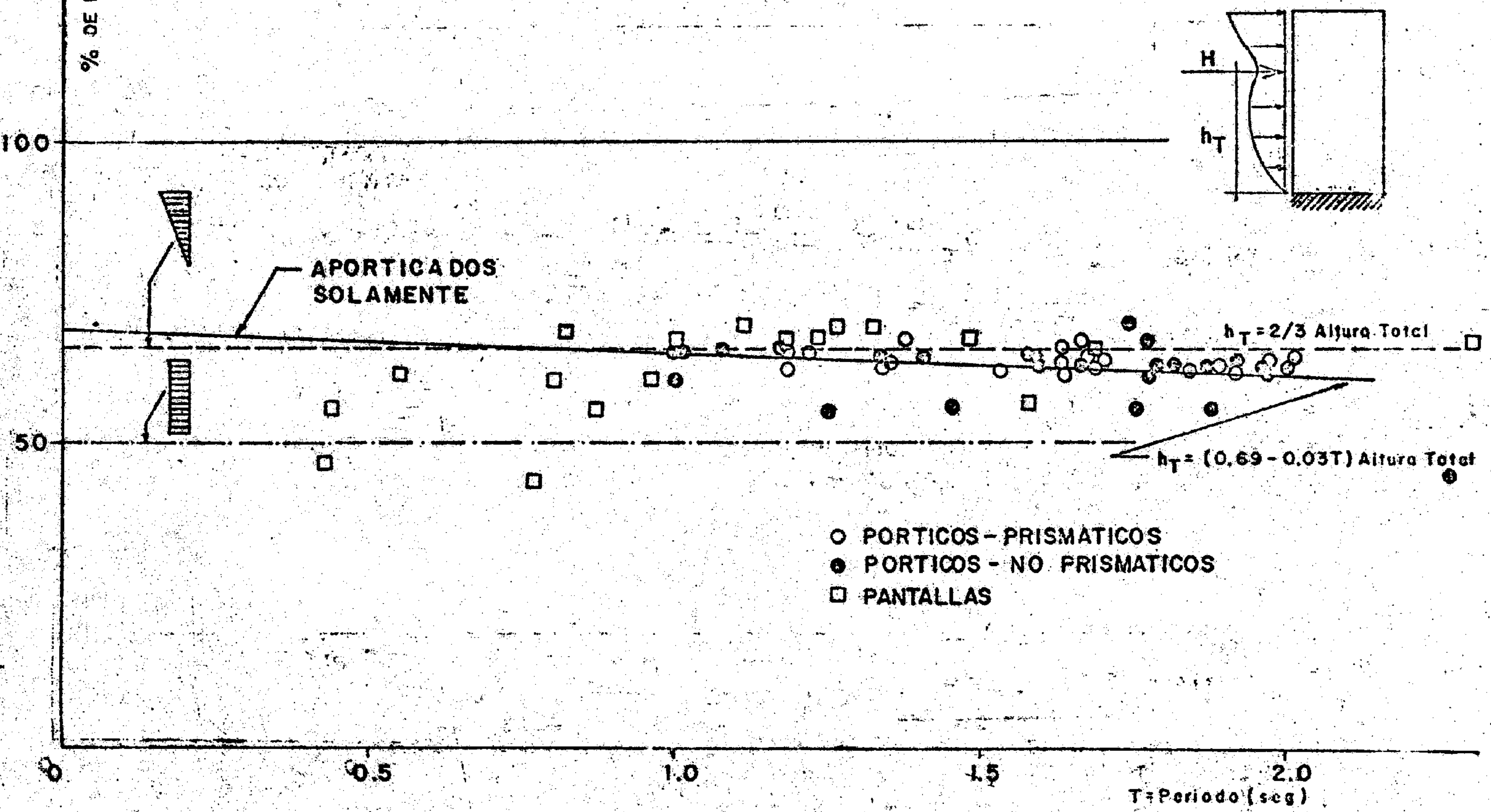
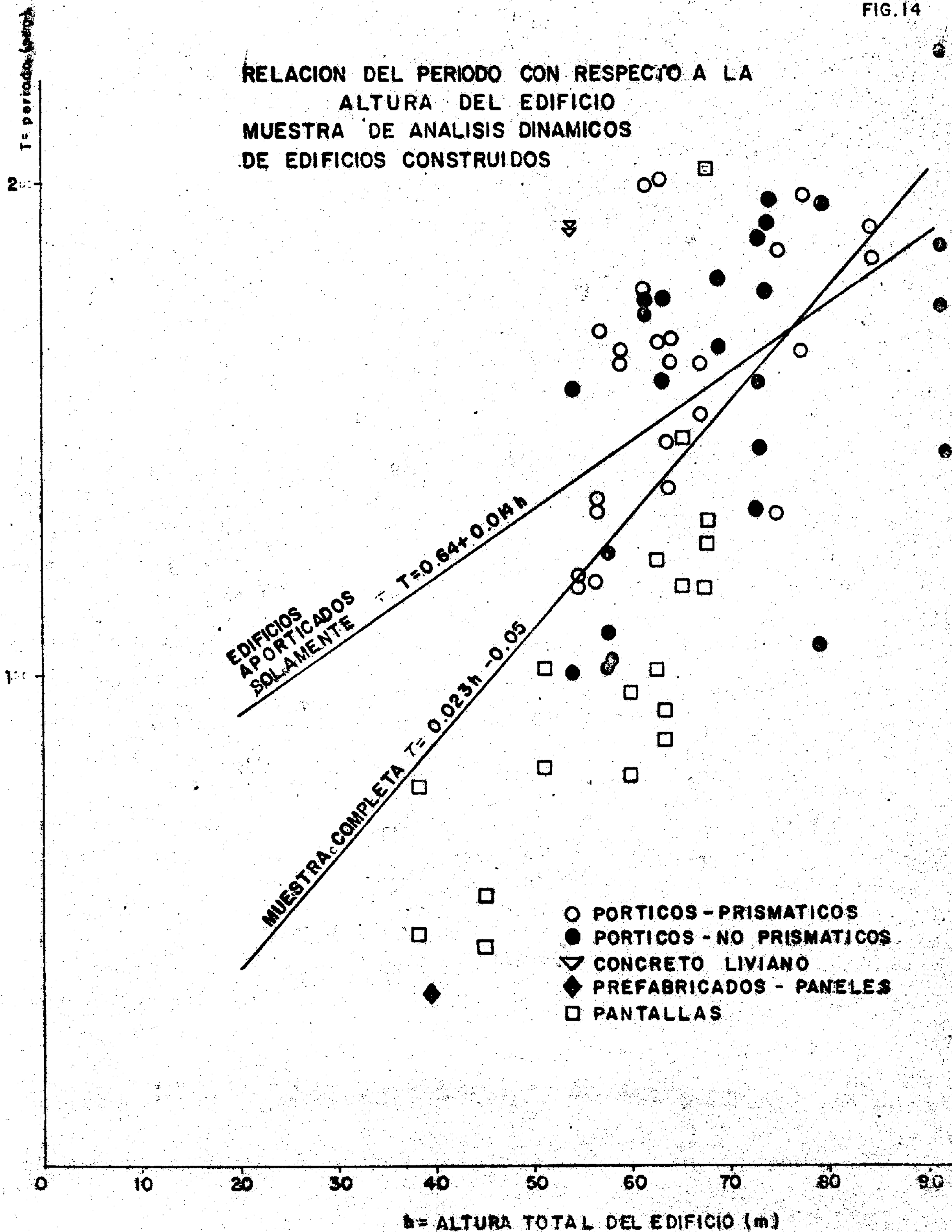
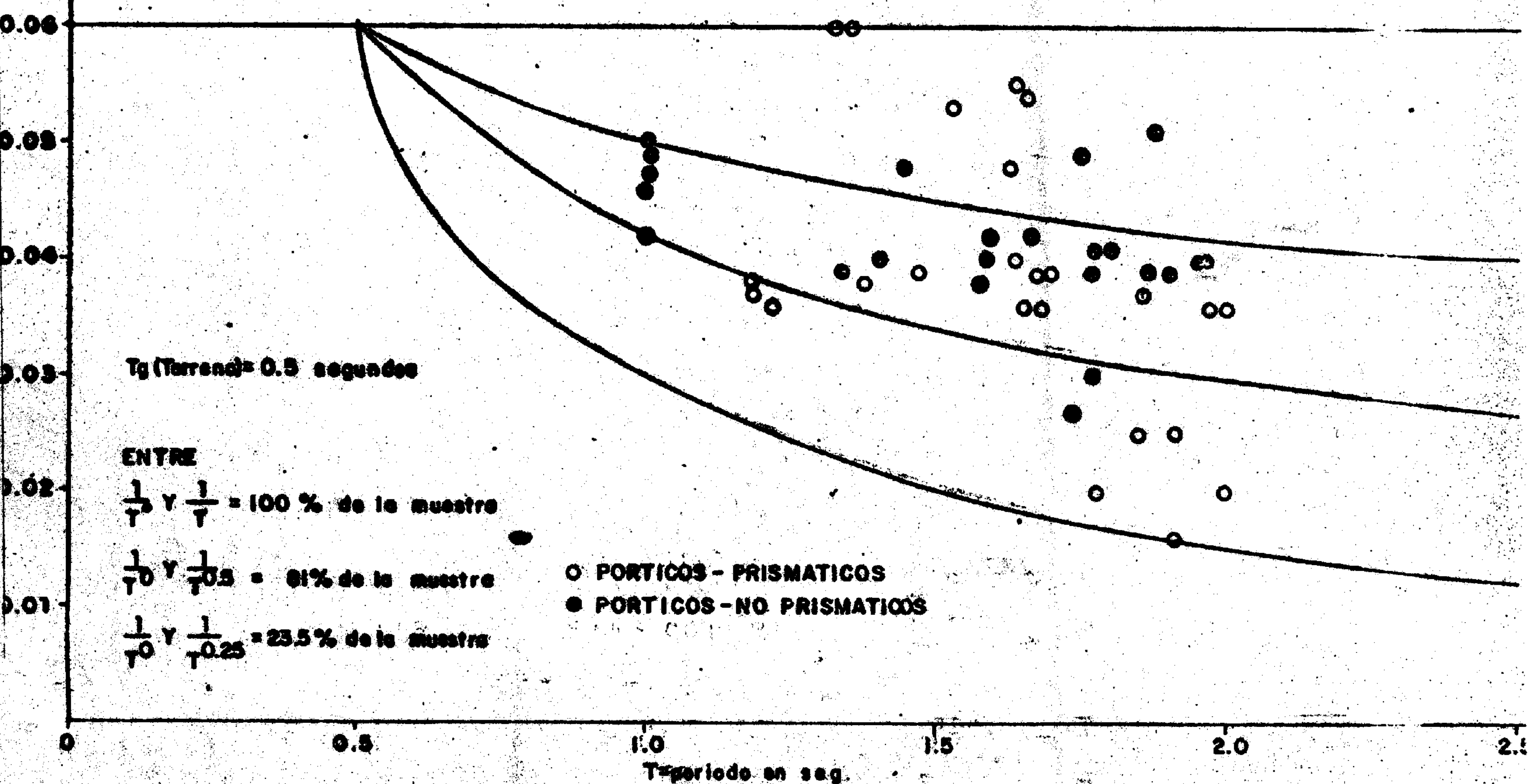

POSICION DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS SISMICAS RESPECTO A LA ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO
PARA UNA MUESTRA DE ANALISIS DINAMICOS DE EDIFICIOS CONSTRUIDOS
(ESPECTROS DIVERSOS)
% DE LA ALTURA TOTAL
100
50
0
0.5
1.0
1.5
2.0
T=Periodo (seg)
H
h_T
APORTICADOS SOLAMENTE
h_T = 2/3 Altura Total
h_T = (0.69 - 0.03T) Altura Total
PORTICOS - PRISMATICOS
PORTICOS - NO PRISMATICOS
PANTALLAS

FIG. 14


RELACION DEL PERIODO CON RESPECTO A LA
ALTURA DEL EDIFICIO
MUESTRA DE ANALISIS DINAMICOS
DE EDIFICIOS CONSTRUIDOS
T= periodo (seg.)
2
1
EDIFICIOS APORTICADOS SOLAMENTE
T=0.64+0.014h
MUESTRA COMPLETA T= 0.023h -0.05
PORTICOS - PRISMATICOS
PORTICOS - NO PRISMATICOS
CONCRETO LIVIANO
PREFABRICADOS - PANELES
PANTALLAS
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
h= ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO (m)


FIG. 15
RELACION DEL COEFICIENTE SISMICO DINAMICO CON
EL PERIODO DE LA ESTRUCTURA
EDIFICIOS APORTICADOS
(MUESTRA DE EDIFICIOS CONSTRUIDOS)
VD CORTE DINAMICO
P = PESO TOTAL
0.06
0.05
0.04
0.03
0.02
0.01
0
0.5
1.0
1.5
2.0
T=periodo en seg.
Tg (Terreno) = 0.5 segundos
ENTRE
$\frac{1}{T^0}$ Y $\frac{1}{T}$ = 100 % de la muestra
$\frac{1}{T^0}$ Y $\frac{1}{T^{0.5}}$ = 81% de la muestra
$\frac{1}{T^0}$ Y $\frac{1}{T^{0.25}}$ = 23.5 % de la muestra
O PORTICOS - PRISMATICOS
● PORTICOS - NO PRISMATICOS

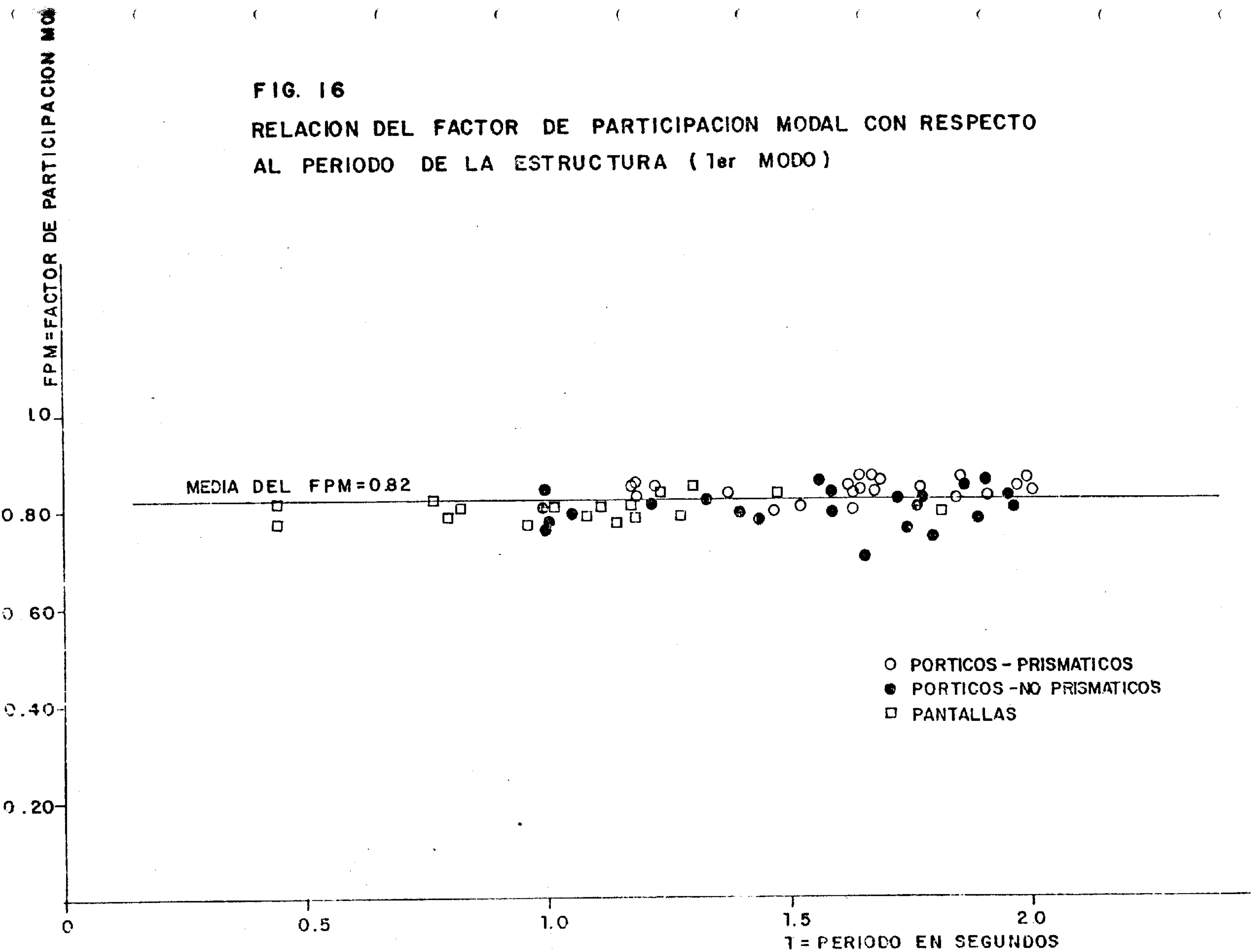

FIG. 16
RELACION DEL FACTOR DE PARTICIPACION MODAL CON RESPECTO
AL PERIODO DE LA ESTRUCTURA (1er MODO)
FPM=FACTOR DE PARTICIPACION MO
1.0
0.80
0.60
0.40
0.20
MEDIA DEL FPM=0.82
PORTICOS - PRISMATICOS
PORTICOS - NO PRISMATICOS
PANTALLAS
0
0.5
1.0
1.5
2.0
T = PERIODO EN SEGUNDOS

FIG. 17
CORTES BASALES vs. PERIODOS DE LOS EDIFICIOS
Efectos de la aplicación del criterio del 60 % del corte estatico como suele interpretarse en la práctica

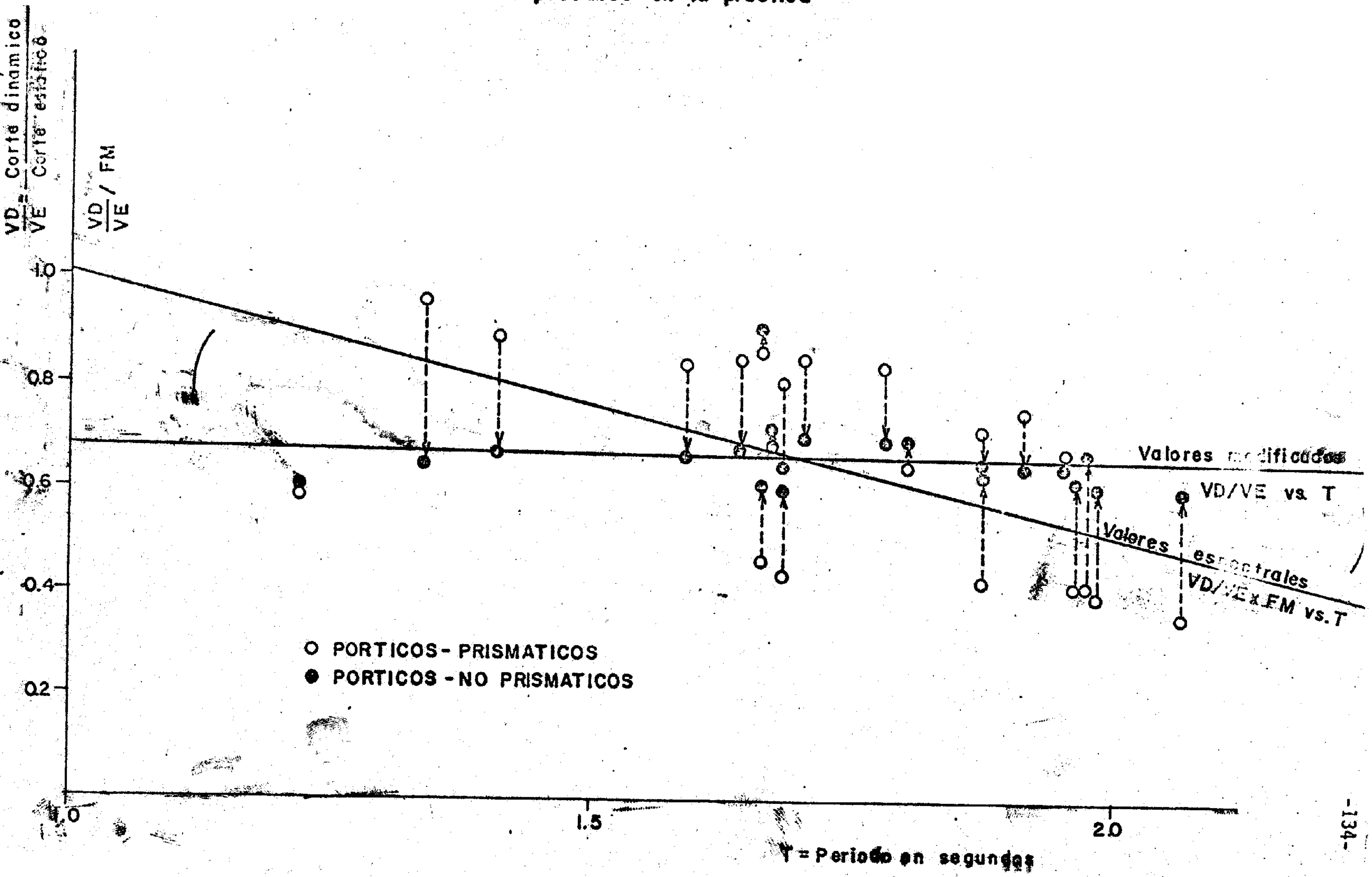
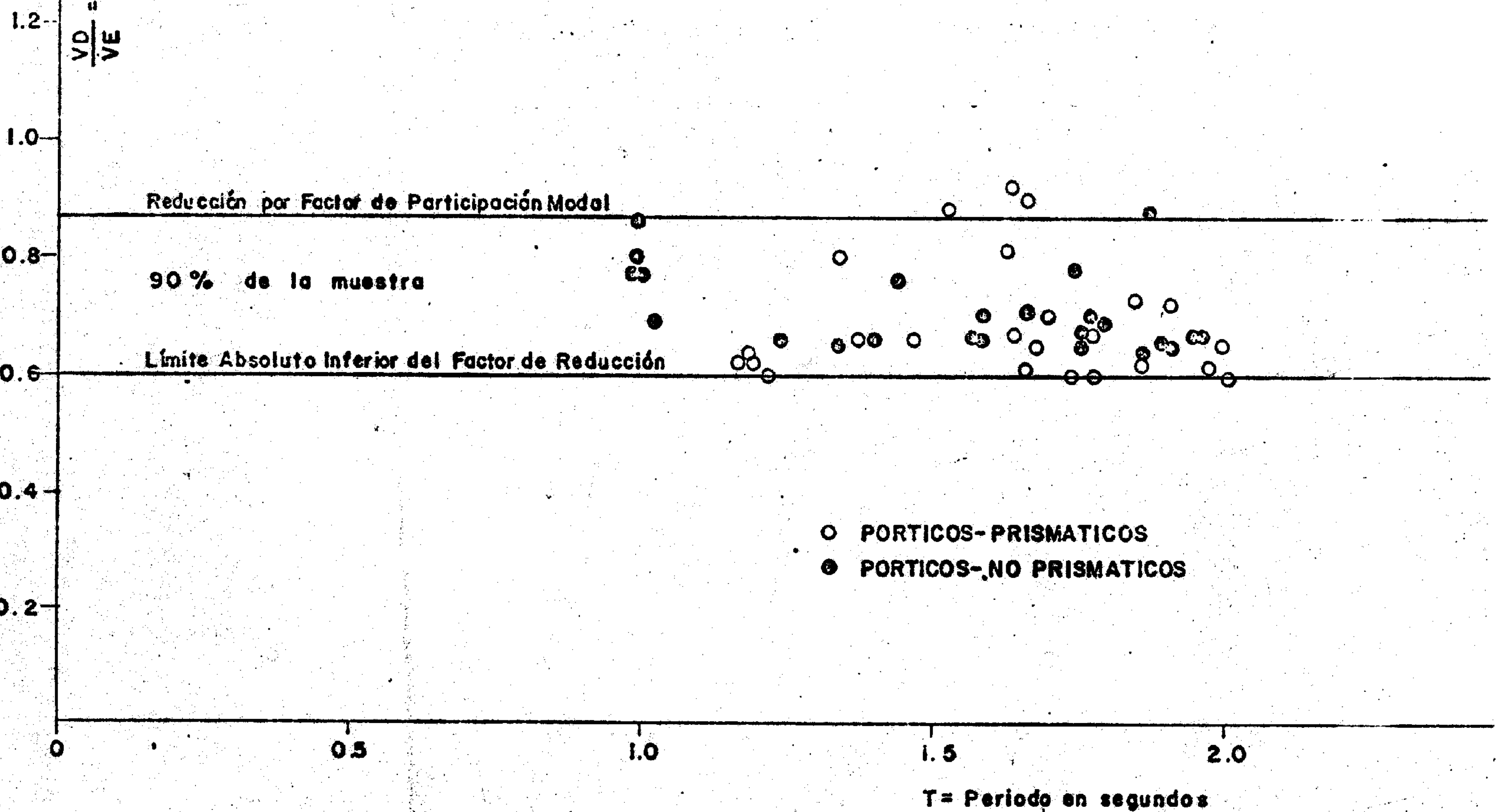
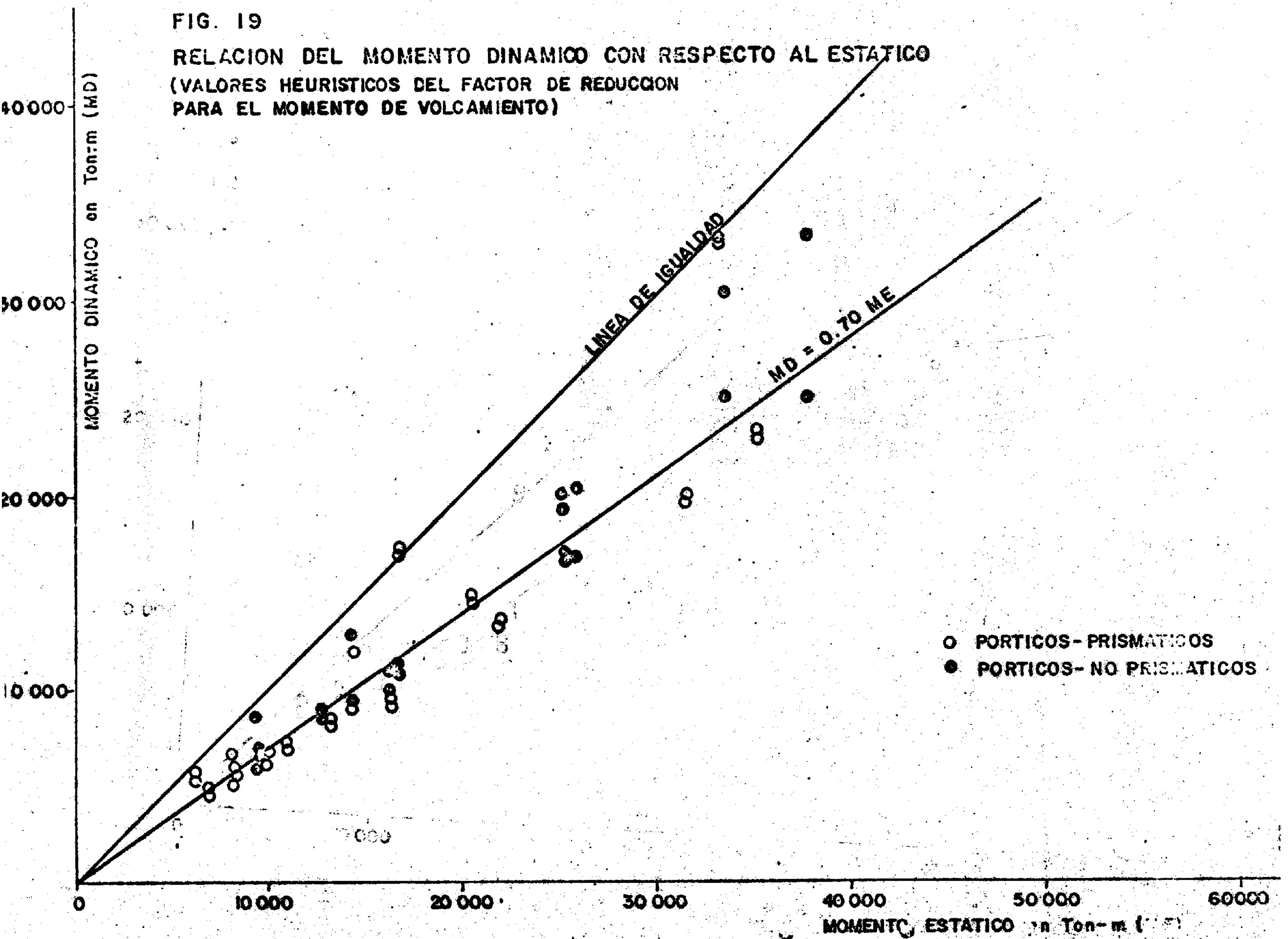


FIG. 18

COMPARACION ENTRE LOS VALORES DEL ESTATICO NORMATIVO Y EL DINAMICO CON LA APLICACION DEL CRITERIO DEL 60%




FIG. 19
RELACION DEL MOMENTO DINAMICO CON RESPECTO AL ESTATICO
(VALORES HEURISTICOS DEL FACTOR DE REDUCCION
PARA EL MOMENTO DE VOLCAMIENTO)
MOMENTO DINAMICO en Ton-m (MD)
40000
30000
20000
10000
0
10000
20000
30000
40000
50000
60000
LINEA DE IGUALDAD
MD = 0.70 ME
PORTICOS - PRISMATICOS
PORTICOS - NO PRISMATICOS
MOMENTO ESTATICO en Ton-m

10) ALGUNOS COMENTARIOS SOBRE LA CONDUCTA DE SOPORTES VERTICALES DE EDIFICIOS.

COMENTARIOS SOBRE EL DISEÑO DE COLUMNAS

ALTURAS LIMITES DE EDIFICIOS

ALGUNOS COMENTARIOS SOBRE LA CONDUCTA DE SOPORTES VERTICALES DE EDIFICIOS (COLUMNAS)

A pesar de que en los Capítulos anteriores hemos insistido mucho sobre la necesidad de fijar nues predimensionamientos estructurales basándonos en valores medios para todo un edificio, creemos conveniente detenernos en algunas consideraciones que permitirán apreciar mejor la forma de trabajo de un soporte vertical.

La primera de ellas, relacionada con la analogía hidráulica que ya utilizamos al hablar de las "presiones" que un edificio ejerce sobre el suelo, y del concepto de "% de area portante" como medida de la "amplificación" de las cargas distribuídas de la estructura que se concentran en los soportes, vamos a ver si es posible también utilizar el simil hidráulico del "Sumidero" de carga.

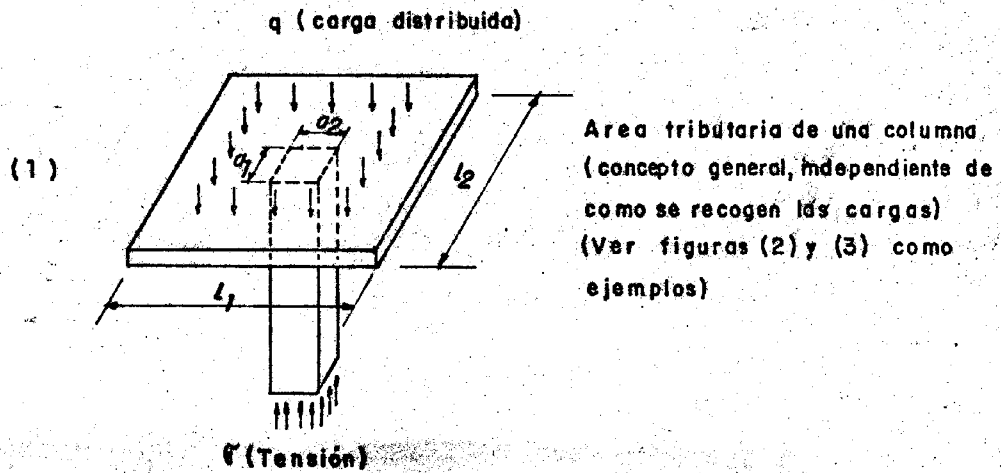
La primera idea que conviene recalcar es que, aunque parezca raro, el camino que siguen las cargas para llegar a una columna, no tiene mucha importancia en lo que a "area tributaria" de ésta se refiere.

Dicho de otro modo, la columna "no sabe" si la carga le llegó directamente de una losa (losa hongada por ejemplo), o a través de una viga (o vigas) o si, en definitiva, le llega de otra columna.

Sin embargo, conocemos muy bien la importancia que tiene el minimizar estos caminos, pues mientras más largos sean, más material que los transmitan se requiere. Es famosa la frase de Pier-Luigi Nervi: "Non far viaggiare gli sforzi", el propósito de esta afirmación es simplemente hacer notar que en una estructura existe también el equivalente del "radio hidráulico" que alguna vez utilizamos para dimensionar canales o conductos y que en estos siempre tratamos de buscar los caminos más cortos para el flujo. En hidráulica disipamos energía, en estructuras disipamos materiales.

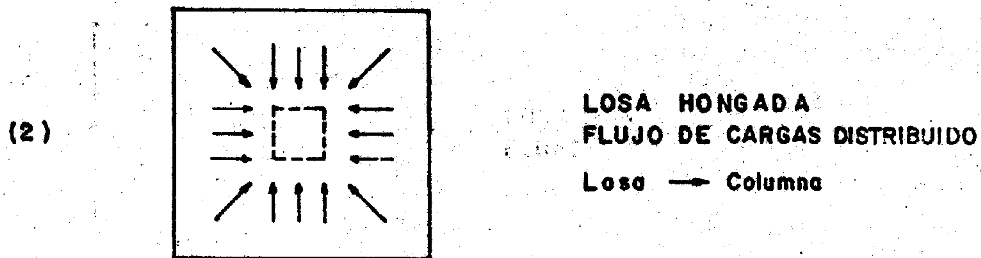
Veamos cómo se puede llegar a él.

(1)



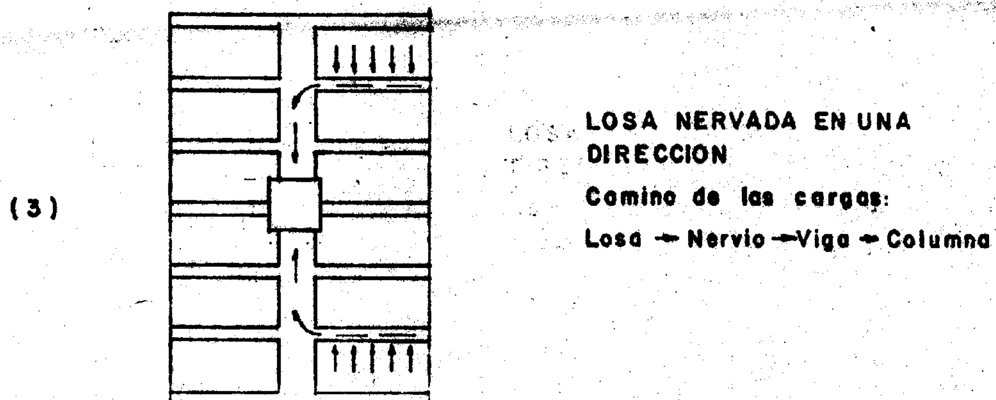
Area tributaria de una columna (concepto general, independiente de como se recogen las cargas) (Ver figuras (2) y (3) como ejemplos)

(2)



LOSA HONGADA
FLUJO DE CARGAS DISTRIBUIDO
Losa → Columna

(3)



LOSA NERVADA EN UNA DIRECCION
Camino de las cargas:
Losa → Nervio → Viga → Columna

En la Figura 1) el Factor de amplificación vale:

$$(1)\quad F.A. = \frac{l_1 \times l_2}{a_1 \times a_2}$$

$$\sigma = q \times F.A. \quad \text{(como valor medio)}$$

(1) puede ser escrito como:

$$(2)\quad F.A. = \frac{r^2}{c^2}$$

donde $r = \sqrt{l_1\ l_2}$ $\qquad c = \sqrt{a_1\ a_2}$

$$q_{\text{máximo}} = \sigma_{\text{máx}} \times \left(\frac{r}{c}\right)^2$$

o sea, r es el"radio hidráulico" de la hoya y c el "radio hidráu lico" del Sumidero.

La relación entre r y c queda fijada por la relación Sobrecarga/resistencia, característica de cada uso y cada material.

Dos consideraciones de interés que vale la pena hacer notar son las siguientes:

a) Influencia del peso propio de un soporte:

Nótese cómo, en una columna de sección constante a la cual llegan las cargas de varios pisos,interesa valorar rápidamente cuál es la incidencia del peso del soporte mismo con la altura -

a igualdad de cargas entre los diversos entrepisos.

La presión producida por el peso propio en una columna prismática vale $\sigma_{pp} = \gamma \cdot h$ (Peso unitario x altura).

Este σ_{pp} puede interpretarse como una reducción en la resistencia disponible del concreto f_c, (u otro material) que forma la columna ($f_c = nf'_c$).

En el caso del concreto $\sigma = \gamma \cdot h$ vale 2.5 T/m^3 x 1 m = 2.5 T/m^2 equivalente a 1/4 de kg/cm^2 por metro de altura de columna.

"Cada 4 metros adicionales de altura en una columna de concreto armado cuestan 1 Kg/cm^2 de su resistencia disponible".

Por ello al emplear las fórmulas:

$$n = \frac{Gh}{f'\alpha} \qquad \alpha = \frac{Gh}{nf'_c} = \frac{Gh}{f_c}$$

podemos escribir:

$$\alpha = \frac{Gh}{nf'_c\,(1 - Kh)}$$

siendo K una constante valorable como $\frac{\gamma \times F.S.}{f'_c}$ (Peso unitario del material x Factor de seguridad/Resistencia).

En un edificio muy alto este factor: $(1 - Kh)$ es decisivo. (Puede tomarse como $(1 - \frac{\gamma h}{nf'_c})$ si admitimos que F. S. $= 1/n$). Esto es verdad, en rigor, solo para una columna prismática.

b) Kilogramos necesarios de soportes para soportar un kilogramo de carga útil a cierta altura.

Pocas veces pensamos que en un edificio de varios pisos, la posibilidad de soportar cierto peso a una determinada altura, tenemos que pagarla con un cierto peso de soportes.

Tratemos de valorar esta influencia en forma simple:

Supongamos 1 tonelada de carga aplicada sobre una columna, supongamos una tensión de trabajo media de ésta de 70 Kg/cm² (700 Ton/m²) cada tonelada de peso requerirá entonces de $\frac{1}{700}$ m² de área de columna y cada metro de altura de columna destinado a soportar esa sola carga pesa $\frac{1}{700}$ m² x 2.5 Ton/m³ = $\frac{2.5\ T}{700\ m}$ = $\frac{1}{280}$ Toneladas/m = 3.57 Kg de columna por metro de altura por tonelada de carga (Columna prismática uniforme).

En un edificio de 100 metros de altura, de unos 40 pisos, una tonelada de carga colocada en la azotea (un tanque de agua por ejemplo) requiere de $\frac{1}{280}$ T/m x 100 m = $\frac{100\ T}{280}$ = 0.36 Toneladas o sea más de 1/3 del peso soportado.

"CADA METRO ADICIONAL DE ALTURA EN UN EDIFICIO CUESTA 3.6 KG DE CONCRETO POR TONELADA SOPORTADA"

Si suponemos que el peso unitario de un edificio vale 0.3 Toneladas/m³ podemos afirmar lo siguiente:

CADA M³ DE EDIFICIO NOS CUESTA APROXIMADAMENTE 1 Kilo de columna POR METRO DE ALTURA ADICIONAL" (EFECTO INCREMENTAL).

Si suponemos una distribución uniforme de densidades del edificio, podríamos dividir por dos el valor anterior, para obtener el efecto promedio en toda la altura y podríamos decir que:

CADA M³ DE EDIFICIO NOS CUESTA 1/2 KILO DE COLUMNA POR METRO DE ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO (EFECTO GLOBAL).

En la práctica será algo menos, al poder cambiar las secciones de las columnas a medida que subamos, al menos por cambios escalonados de sección

Si tomamos un entrepiso típico de 2.5 metros tendremos entonces que:

"CADA METRO CUADRADO DE EDIFICIO NOS CUESTA MAS O MENOS 1,25 KGS DE COLUMNA POR METRO DE ALTURA DEL EDIFICIO" (MEDIO LITRO DE COLUMNA POR METRO)".

Esto es lo que se suele llamar "la prima por altura" (solo por cargas verticales).

La "prima por altura por efecto de cargas horizontales no sigue una ley tan sencilla pues crece con mayor rapidez que la debida a la carga vertical, al depender de un parámetro, el Momento de Volcamiento debido a las fuerzas horizontales, el cual crece con el cuadrado de la altura, o con una potencia mayor.

A continuación mostramos una tabla en que se estima la influencia del parámetro $\left(1 - \frac{\gamma h}{n f'_c} \right)$ antes mencionado.

EJEMPLOS DE VALORACION DEL PARAMETRO $\left(1-\frac{\gamma h}{n f'_c}\right)$

γ = 2500 Kg/m^3 (2.5 T/m^3) Entrepiso = 2.5m n=0.25

TABLA "A"

PISOS	h \ f'_c	200 Kg/m^2 2000T/m^2	300 Kg/m^2 3000T/m^2	400 Kg/m^2 4000T/m^2
0	0	1	1	1
10	25	0.875	0.917	0.938
15	31.5	0.843	0.895	0.921
20	50	0.750	0.833	0.875
30	75	0.625	0.750	0.813
40	100	0.500	0.667	0.750
50	125	0.375	0.583	0.688
75	187.5	0.063	0.375	0.531
100	250	(-0.25)	0.167	0.375
NOTA 1		*	**	***

* SE ANULA PARA h = 200 m

** SE ANULA PARA h = 300 m

*** SE ANULA PARA h = 400 m

NOTA 1

CUANDO $1-\frac{\gamma h}{n f'_c}=0$ SIGNIFICA QUE EL EDIFICIO ES IMPOSIBLE

NOTA 2:

LA TABLA ANTERIOR ES VERDADERA SOLO SI LAS COLUMNAS SON PRISMATICAS.

La fórmula anterior debe ser modificada para columnas cuya sección cambie según una ley definida.

Puede escribirse:

$$\text{\% de Resistencia disponible} = \left(1 - \frac{K\gamma h}{n f'_c}\right)$$

K es un número menor que la unidad

VALORES TIPICOS

COLUMNA PIRAMIDAL O CONICA (IMPOSIBLE EN LA PRACTICA)	:	0.33
COLUMNAS ESCALONADAS PRACTICAS	:	0.70 a 0.80
COLUMNAS PRISMATICAS	:	1.00

El factor K corresponde al "factor de volumen" de un volumen inscrito dentro de un volumen prismático.

P. ej : en un tronco de pirámide

$$K = \frac{1}{3}\left(1 + \frac{a'}{a} + \left(\frac{a'}{a}\right)^2\right)$$

siendo a' el lado menor (Sección superior) y a el lado mayor (Sección inferior).

si $a = 2a'$ $\qquad K = 0.583 \approx 0.60$

Aplicando este factor, se puede decir que a igualdad de otros factores, la altura máxima posible de un edificio se puede multiplicar por, el factor 1/K.

En la práctica, esto significa un aumento de 140% a 160% sobre los valores de la tabla "A".

BIBLIOGRAFIA

Las fórmulas y conceptos contenidas en esta parte del trabajo han sido concebidos por el autor, no conociendo éste otras fuentes anteriores que las utilicen, se dejó al lector el gusto de descubrir cuáles fueron los precedentes autores.

Los conceptos básicos de este trabajo provienen del Análisis Dimensional, y son una aplicación de ideas contenidas en el Folleto

"Análisis Experimental de Estructuras" por M. Paparoni y María Luisa Díaz de Smitter Folleto de Estructuras U.C.V. - Facultad de Ingeniería - Escuela de Ingeniería Civil Departamento de Ingeniería Estructural, al cual se remite al lector para la bibliografía correspondiente.

La Estadística que sirvió de base a este trabajo y de la cual partieron las ideas básicas del mismo fueron presentadas en un Trabajo Especial dirigido por el autor:

"Desarrollo de Criterios de Predimensionamiento para Edificios Altos"

Realizado por Elvira C. Sabal Viada;Universidad Católica Andrés Bello. Caracas, 1976.

Las partes correspondientes a Interacciones entre Pantallas acopladas por dinteles provienen, luego de un desarrollo, del Trabajo Especial

"Estudio de Configuraciones Estructurales con Paredes de Corte"

del cual fué Profesor Guía el autor, habiendo sido realizado por los Ingenieros:

Miguel Balmaseda y
Boneges Villanueva

U.C.V. Facultad de Ingeniería, Junio 1974.

../

Agradecimiento:

El autor desea dejar constancia de la labor mecanográfica de Aura Raquel Arias de Athanassiou, quien produjo todos los borradores y las versiones finales.

Los dibujos fueron realizados por Pedro Salgrero.

Es necesario agradecer la intervención de muchos colegas y amigos, quienes tuvieron la paciencia de leer los manuscritos.

También a los oyentes de las conferencias que sobre el tema se dictaron en la Universidad Simón Bolívar y en el C.I.V. de Venezuela, gracias a las iniciativas del Arq° Eduardo Trujillo y del Dr. José Grases, respectivamente, debe agradecérseles la contestación de algunos conceptos por medios ciertamente no violentos.

Mucho mérito tienen también el B.N.A.P. y a Fundacomún el retardo en aprobar el contrato que dió origen a este trabajo, puesto que ello permitió a los autores pensar mejor lo que tenía que hacerse, no siempre muy claro en este tipo de trabajo.

Al coautor de este trabajo, Prof. Enrique Arnal corresponde el mérito de mantener siempre el optimismo del equipo y la garantía de cumplir con los plazos ofrecidos. Tengo también el honor de nombrarlo Jefe de la oficina de reclamos por errores u omisiones, de los cuales lo declaro culpable.

Caracas, Noviembre de 1978

Mario Paparoni M.

ANTOLIN MARTINEZ A.
Ing. Civil - C. I. V. 25.082